

ARMIERTER BETON.

1914. APRIL.

INHALT:

- Statisch unbestimmte Hauptsysteme. Ein Beitrag zur Berechnung mehrfach unbestimmter Tragwerke. Von Dipl.-Ing. E. Kammer (Charlottenburg). S. 121.
- Das ebene Problem und die Bügelberechnung. Von Professor Hager (München). S. 130.
- Wiederherstellungsarbeiten im Eisenbetonbau. Von Professor Siegmund Müller (Berlin). S. 138.
- Neue Versuche, Konstruktions- und Schmuckformen bei Schleuderhohlmasten. Von Geheimrat Professor M. Foerster (Dresden). S. 144.
- Bewältigung großer Betonmassen. Von Dipl.-Ing. W. Gercke (Wilmersdorf). S. 148.
- Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden). S. 149.
- Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. S. 155.
- Wirtschaftliche Rundschau. S. 156.
- Bericht über die Tagung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. S. 157.
- Zuschriften an die Schriftleitung. Von Dipl.-Ing. L. Lilienfeld, Dr.-Ing. Richard Rossin und Dr.-Ing. H. Marcus. S. 158.
- Mitteilungen über Patente. S. 160. — Neue Bücher. S. 160.

STATISCH UNBESTIMMTE HAUPTSYSTEME.

Ein Beitrag zur Berechnung mehrfach unbestimmter Tragwerke.

Von Dipl.-Ing. E. Kammer (Charlottenburg).

Außer der üblichen Annahme eines statisch bestimmten Hauptsystems (Grundsystem) wird bei der Untersuchung mehrfach statisch unbestimmter Tragwerke auch öfters die Rechnung mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems durchgeführt. Die Gründe, die für eine solche Wahl des Hauptsystems bestimmend sind, können verschiedener Art sein.

So wird man das gegebene Tragwerk dann gerne auf ein System mit geringerer Anzahl der Unbekannten zurückführen, wenn die Berechnung dieses Systems sich besonders einfach und übersichtlich gestaltet; zu solchen leicht zu berechnenden Systemen gehören z. B. der durchlaufende Balken, sowie Bogen- und Rahmenträger, und daher findet man auch mit Vorliebe diese Trägerarten als Hauptsysteme eingeführt.

Mit der Wahl eines statisch unbestimmten Hauptsystems kann aber außerdem noch für die praktische Rechnung ein anderer Vorteil verbunden sein. Bekanntlich werden zur Vermeidung größerer Ungenauigkeiten in den Zahlergebnissen die Elastizitätsgleichungen mit mehreren Unbekannten zweckmäßig so umgeformt, daß in jeder Gleichung nur eine Unbekannte vorkommt. Das kann man auch bei der Wahl eines statisch unbestimmten Hauptsystems erreichen. Wird z. B. für den zweifach statisch unbestimmten Balken über drei Öffnungen¹⁾ nach Fig. 1 als Hauptsystem der Balken 0—1 und der kontinuierliche Balken auf 3 Stützen 1—2—3 gewählt, sodann als statisch unbestimmte Größe X_a das Stützenmoment M_1 eingeführt, so erhält man zur

Berechnung des Stützenmomentes eine Gleichung mit nur einer Unbekannten, nämlich

$$X_a = \frac{\sum P_m \vartheta_{ma}}{\vartheta_{aa}} \dots \dots \dots (1)$$

Hierin ist die σ_{ma} -Linie die Seillinie, die zur M_a -Fläche nach Fig. 1 als Belastungsfläche gezeichnet ist. Die M_a -Fläche ist durch folgende

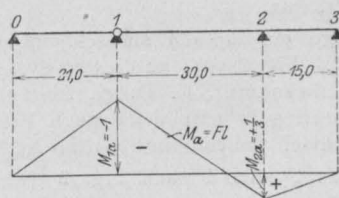


Fig. 1.

Ordinaten bestimmt: $M_{1a} = -1$ und M_{2a} aus der Clapeyronschen Gleichung

$$-1 \cdot 30 + 2 \mathfrak{M}_{2a} [30 + 15] = 0; \quad M_{2a} = +\frac{1}{3}.$$

Der Nenner der Gl. (1) berechnet sich zu

$$\begin{aligned} E J d_{aa} &= \int \mathfrak{M}_a^2 dx \\ &= \frac{21}{3} \cdot 1^2 + \frac{30}{3} \left[1^2 - 1 \cdot \frac{1}{3} + \left(\frac{1}{3} \right)^2 \right] + \frac{15}{3} \left[\frac{1}{3} \right]^2 \\ &= 46/3. \end{aligned}$$

Ferner kann die Wahl eines statisch unbestimmten Hauptsystems dann zweckmäßig sein, wenn untersucht werden soll, ob durch das Hinzu-

¹⁾ Vgl. Müller-Breslau, Graph. Stat. II, 2 Nr. 42.

fügen neuer Systemglieder, die neue statische Unbestimmtheiten zur Folge haben, vom praktischen Standpunkt ein Vorteil erzielt wird oder nicht. Solche Fragen können z. B. bei Hallen-

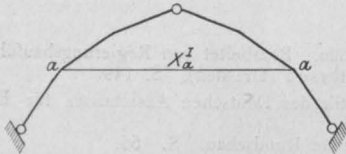


Fig. 2. System I.

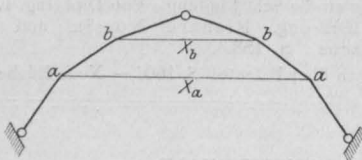


Fig. 3. System II.

dächern auftauchen, wenn man entscheiden soll, ob etwa bei dem gewählten Rahmenbinder das Anordnen einer oberen Zugstange mit Rücksicht auf den Materialverbrauch notwendig erscheint, oder ob die Zugstange entbehrt werden kann.

Die folgende Arbeit wird sich nun mit den Rechnungsvorgängen beschäftigen, wie sie bei der Wahl statisch unbestimmter Hauptsysteme auftreten.

I.

Zu den späteren allgemeineren Entwicklungen möge die Betrachtung des folgenden einfachen Falles überleiten.

Es liege ein einfach statisch unbestimmtes System nach Fig. 2 vor; zu diesem System I gehört die Unbekannte X_a^I . Durch Einfügen eines oberen Querriegels tritt dann nach Fig. 3 eine weitere statisch unbestimmte Größe X_b hinzu.

Für das System I nach Fig. 2 gilt die Bedingung

$$X_a^I = \frac{\delta_{0a}}{\delta_{aa}} \dots \dots \dots (3)$$

wobei für die Verschiebungen δ , wenn zunächst nur der wichtigste Einfluß, nämlich der Einfluß der Biegemomente betrachtet wird, die Gleichungen gelten

$$E J_c \delta_{0a} = \int M_0 M_a d s' \dots \dots \dots (4)$$

$$E J_c \delta_{aa} = \int M_a^2 d s' \dots \dots \dots (5)$$

hierin ist

$$d s' = d s \frac{J_c}{J}$$

Die Momente M_0 und M_a gehen aus den Fig. 4 und 5 hervor. Greifen an dem einfach statisch

unbestimmten System nach Fig. 7 die äußeren Lasten an, so entstehen Momente M_0^I , und zwar ist

$$M_0^I = M_0 - M_a \cdot X_a^I \dots \dots \dots (6)$$

Für den Zustand $X_b = -1$ am Grundsystem nach Fig. 6 erhält man die Momente M_b ; greift dagegen $X_b = -1$ am einfach unbestimmten System I an, so entsteht nach Fig. 8 zunächst in der Zugstange eine Spannkraft X_{ab}^I [X_a infolge $X_b = -1$ am System I], dann Biegemomente M_b^I , und zwar bestehen die Bedingungen

$$X_{ab}^I = \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} = \frac{\int M_a M_b d s'}{\int M_a^2 d s'} \dots \dots (7)$$

$$M_b^I = M_b - M_a X_{ab}^I \dots \dots \dots (8)$$

Die Elastizitätsgleichung zur Berechnung von X_b

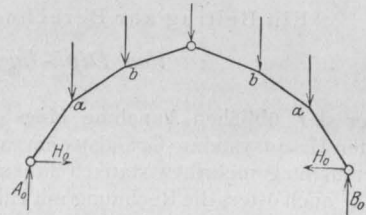


Fig. 4. Grundsystem.

Zustand $X = 0$ liefert Momente M_0 .

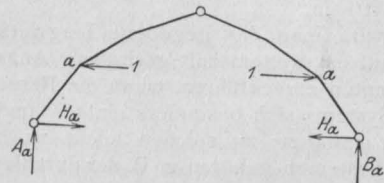


Fig. 5. Grundsystem.

Zustand $X_a = -1$ liefert Momente M_a .

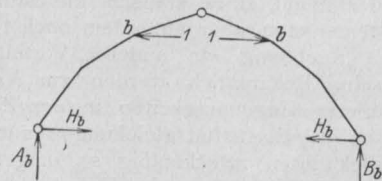


Fig. 6. Grundsystem.

$X_b = -1$ liefert Momente M_b .

(am zweifach unbestimmten System II) lautet dann

$$X_b = \frac{\int M_0^I M_b^I d s'}{\int [M_b^I]^2 d s'} \dots \dots \dots (9)$$

Den Horizontalschub X_a am System II erhält man,

wenn man zu dem Wert X_a^I noch den Einfluß von X_b hinzufügt; es wird also

$$X_a = X_a^I - X_{ab}^I \cdot X_b. \quad (10)$$

oder, indem man für X_a^I , X_{ab}^I und X_b die Werte nach den Gl. (3), (7), (9) einsetzt

$$X_a = \frac{\delta_{0a}}{\delta_{aa}} - \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} \cdot \frac{\int \mathfrak{M}_0^I \mathfrak{M}_b^I ds'}{\int [\mathfrak{M}_b^I]^2 ds'} \quad (10a)$$

Für X_a und X_b des zweifach statisch unbestimmten Systems muß man nun offenbar die-

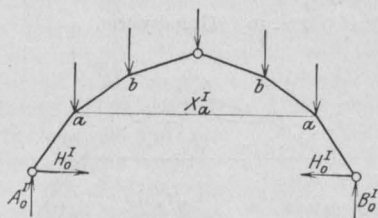


Fig. 7. Hauptsystem I.
Momente \mathfrak{M}_0^I .

selben Werte erhalten, wenn man von einem statisch bestimmten Hauptsystem ausgeht und X_a und X_b aus den folgenden beiden Gleichungen berechnet

$$\left. \begin{aligned} X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ba} &= \delta_{0a} \\ X_a \delta_{ab} + X_b \delta_{bb} &= \delta_{0b} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Man erhält dann die Lösungen

$$\left. \begin{aligned} X_a &= \frac{\delta_{0a} \delta_{bb} - \delta_{0b} \delta_{ab}}{\delta_{aa} \delta_{bb} - \delta_{ab}^2} \\ \text{und} \quad X_b &= \frac{\delta_{0b} \delta_{aa} - \delta_{0a} \delta_{ab}}{\delta_{aa} \delta_{bb} - \delta_{ab}^2} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Um nun auf diese Gl. (12) zu kommen, werden in Gl. (9) für \mathfrak{M}_0^I und \mathfrak{M}_b^I die Werte der Gl. (6) u. (8) eingesetzt, dann erhält man

$$X_b = \frac{\int [\mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_a^I] [\mathfrak{M}_b - \mathfrak{M}_a X_{ab}^I] ds'}{\int [\mathfrak{M}_b - \mathfrak{M}_a X_{ab}^I]^2 ds'};$$

führt man für X_{ab}^I den Wert nach Gl. (7) ein und multipliziert die Klammern aus, dann wird

$$X_b = \frac{\delta_{0b} - \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} \delta_{0a} - \delta_{ab} X_a^I + \delta_{aa} \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} X_a^I}{\delta_{bb} - 2 \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} \delta_{ab} + \left[\frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} \right]^2 \delta_{aa}} \quad (13)$$

Beachtet man, daß sich im Zähler das dritte und vierte Produkt gegeneinander wegheben, daß ferner im Nenner das dritte Produkt gleich der Hälfte des zweiten ist, so erhält man

$$X_b = \frac{\delta_{0b} - \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} \delta_{0a}}{\delta_{bb} - \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} \delta_{ab}} = \frac{\frac{1}{\delta_{aa}} [\delta_{0b} \delta_{aa} - \delta_{0a} \delta_{ab}]}{\frac{1}{\delta_{aa}} [\delta_{aa} \delta_{bb} - \delta_{ab}^2]},$$

also dasselbe Resultat wie in Gl. (12).

Diese Vergleichsrechnung zeigt nun folgendes: Rechnet man mit einem statisch unbestimmten Hauptsystem, also nach Gl. (9), so erhält man zwar dasselbe Endresultat wie bei der üblichen Rechnung mit einem statisch bestimmten Hauptsystem, aber man gelangt auf etwas umständlicherem Wege zu diesem Ergebnis; das folgt aus der Tatsache, daß sich ein Teil bei den Zwischenrechnungen heraushebt. Die Mehrleistung an Rechenarbeit wird zumeist allerdings nur eine scheinbare sein, aber — was für die praktischen Zahlenrechnungen wichtig ist — der Genauigkeitsgrad kann bei Verwendung der Gl. (9) geringer sein, als bei der Gl. (12).

Ebenso ist es nun bei der Berechnung von X_a nach Gl. (10a); man erhält

$$X_a = \frac{\delta_{0a}}{\delta_{aa}} - \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} \cdot \frac{\int [\mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_a^I] [\mathfrak{M}_b - \mathfrak{M}_a X_{ab}^I] ds'}{\int [\mathfrak{M}_b - \mathfrak{M}_a X_{ab}^I]^2 ds'}$$

Nach einigen Zwischenrechnungen wird

$$X_a = \frac{1}{A} \cdot \frac{1}{\delta_{aa}} [\delta_{0a} \delta_{bb} - \delta_{0b} \delta_{ab} - \delta_{0a} \delta_{ab}^2 + \delta_{0a} \delta_{ab}^2]$$

A ist derselbe Nennerwert wie in Gl. (12). Die beiden letzten Glieder des Zählers heben sich gegeneinander weg; man erhält also ebenfalls dasselbe Resultat wie in Gl. (12).

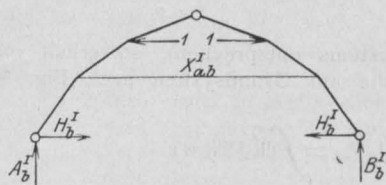


Fig. 8. Hauptsystem I.
 $X_b = -1$ liefert Momente \mathfrak{M}_b^I .

Zu den Gl. (12) kommt man nun auch, wenn man die Gl. (9) in der einfacheren Form schreibt:

$$X_b = \frac{\int \mathfrak{M}_0 \mathfrak{M}_b^I ds'}{\int \mathfrak{M}_b \mathfrak{M}_b^I ds'} \quad (9a)$$

der Unterschied gegenüber der Gl. (9) besteht darin, daß an Stelle des Momentes \mathfrak{M}_0^I am statisch unbestimmten Hauptsystem der Wert \mathfrak{M}_0 vom Grundsystem genommen wird; ebenso ist der eine Wert \mathfrak{M}_b im Nenner am Grundsystem

zu bestimmen. Oder aber, man schreibt die Gl. (9):

$$X_b = \frac{\int M_0^I M_b d s'}{\int M_b^I M_b d s'} \dots \dots (9b)$$

das Ergebnis ist dasselbe wie in Gl. (12). In praktischen Fällen wird man je nach der Zweckmäßigkeit Formel (9a) oder (9b) verwenden. Meistens wird wohl mit Rücksicht darauf, daß das Moment M_0 gewöhnlich für verschiedene Lastzustände zu ermitteln sein wird, während der Wert M_b nur einmal zu bestimmen ist, die Formel (9a) für die Anwendung bequemer sein.

Für den in der Einleitung angeführten durchlaufenden Balken nach Fig. 1 kann man daher bei der Berechnung von ϕ_{aa} (vgl. Gl. (2)) einfacher so vorgehen, daß man für den einen Momentenwert die am Balken auf drei Stützen ermittelte Größe nach Fig. 1 nimmt, den anderen Wert des Momentes aber am Grundsystem bestimmt.

Wählt man als Grundsystem nach Fig. 9a drei Einzelbalken (dem würde die Wahl des Stützmoments M_2 als statisch unbestimmte Größe des

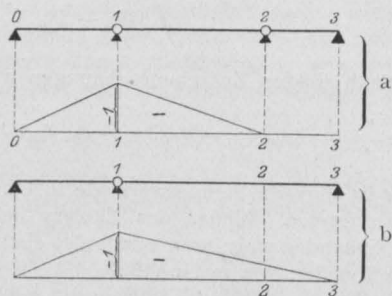


Fig. 9.

Hauptsystems entsprechen), so erhält man die M_a -Fläche am Grundsystem nach Fig. 9a und es wird

$$\left. \begin{aligned} E J_c \phi_{aa} &= \int M_a^I M_a d s' \\ &= \frac{21}{3} + \frac{30}{6} \left[1 \left(2 - \frac{1}{3} \right) \right] = \frac{46}{3} \end{aligned} \right\} \cdot (2a)$$

Man kann aber auch als Grundsystem den einfachen Balken 1—3 wählen, dann erhält man die M_a -Fläche nach Fig. 9b und es wird

$$\left. \begin{aligned} E J_c \phi_{aa} &= \frac{21}{3} + \frac{30}{6} \left[1 \left(2 + \frac{1}{3} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{2}{3} + 1 \right) \right] \\ &\quad - \frac{15}{3} \left(\frac{1}{3} \right)^2 = \frac{46}{3} \end{aligned} \right\} (2b)$$

Je nach der Wahl der statisch unbestimmten Größe bei Berechnung des Hauptsystems kann

²⁾ Nach unserer zuletzt eingeführten Bezeichnung muß das in Fig. 1 angegebene Moment am statisch unbestimmten Hauptsystem mit M_a^I bezeichnet werden.

man also von verschiedenen Grundsystemen ausgehen. Da es für die weitere Rechnung gleichgültig ist, auf welche Weise das statisch unbestimmte Hauptsystem berechnet wurde, hat man also bei der Wahl des Grundsystems gewisse

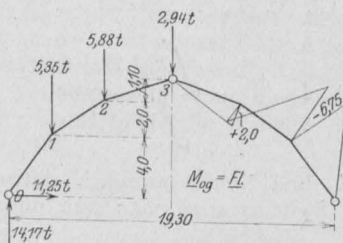
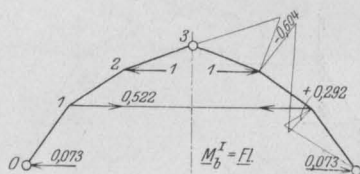


Fig. 10. Grundsystem.

Fig. 11. Hauptsystem I.
Zustand $X_b = -1$.

Freiheiten; im vorliegenden Falle ist natürlich das System nach (9a) zweckmäßiger als das nach (9b).

Die vorstehenden Betrachtungen hat der Verfasser seinerzeit anlässlich der Berechnung der Dachbinder für einen Neubau auf Gut Futterkamp angestellt³⁾.

³⁾ Die statische Berechnung wurde im August 1908 im Bureau des Herrn Professor S. Müller aufgestellt. Die Abmessungen des Systems zeigt Fig. 10. Hier soll nur kurz die Rechnung für Eigengewicht mitgeteilt werden, aus der ersichtlich ist, daß nach Gl. (9a) gerechnet wurde. Für die Eigengewichts-Knotenlasten ergibt sich die M_0 -Fläche am Grundsystem, das ein Dreigelenkbogen ist, nach Fig. 10. Es wird

$M_{01} = 14,17 \cdot 2,70 - 11,25 \cdot 4,0 = -6,75 \text{ tm},$
 $M_{02} = 14,17 \cdot 6,25 - 11,25 \cdot 6,0 - 5,35 \cdot 3,55 = +2,0 \text{ tm}.$
 Nach Berechnung des einfach unbestimmten Systems (X_a^I unteres Zugband) wurde dieses als statisch unbestimmtes Hauptsystem angenommen und an ihm der Zustand $X_b = -1$ untersucht; vgl. Fig. 11. Es wird

$$\begin{aligned} M_{b1}^I &= +0,073 \cdot 4 = +0,292; \\ M_{b2}^I &= +0,073 \cdot 6 - 0,522 \cdot 2 = -0,604. \end{aligned}$$

Der Zähler der Elastizitätsgleichung für X_b nach der Gl.

$$\begin{aligned} \int M_0 M_b^I d s &\text{ wird nach der statischen Berechnung} \\ \frac{1}{2} \int M_0 M_b^I d s &= \\ &\left\{ \begin{aligned} &+0,292 \cdot \frac{4,83}{2} \cdot \frac{2}{3} (-6,75) \\ &+0,292 \cdot \frac{4,20}{2} \left(-\frac{2}{3} \cdot 6,75 + \frac{1}{3} \cdot 2 \right) \\ &-0,604 \cdot \frac{4,20}{2} \left(-\frac{1}{3} \cdot 6,75 + \frac{2}{3} \cdot 2 \right) \\ &-0,604 \cdot \frac{3,60}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 2 \end{aligned} \right\} = -5,79. \end{aligned}$$

Die Gl. (9a) und (9b) lassen sich übrigens auch sehr einfach aus folgender Überlegung herleiten. Da die statisch unbestimmte Größe X_b aus einer Gleichung zu ermitteln ist, die mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verrückungen aufgestellt wurde, so kann man daher zu deren Ableitung z. B. neben dem wirklichen Verschiebungszustand den virtuellen Kräftezustand des Hauptsystems I derart wählen, daß er der Ursache 1 am statisch bestimmten Hauptsystem entspricht⁴⁾.

II.

Der im Teil I geschilderte Rechnungsgang bei Wahl eines statisch unbestimmten Hauptsystems entspricht der im folgenden durchgeführten allgemeinen Lösung der Elastizitätsgleichungen mit zwei Unbekannten. Von nun ab wird die für die Berechnung der δ -Werte bisher gemachte Einschränkung, daß es sich nur um vollwandige Systeme handelt und daß nur der Einfluß der Biegemomente berücksichtigt werden soll, fallen gelassen. Es ist daher gleichgültig, ob es sich in der Folge um vollwandige Systeme oder Fachwerke handelt; ebenso ist es einerlei, nach welchem Verfahren die δ -Werte ermittelt werden; in den δ -Werten können außerdem alle Einflüsse — Biegemomente, Normal- und Querkkräfte — berücksichtigt sein.

1.

Für den bisher betrachteten einfachen Fall eines zweifach statisch unbestimmten Systems gelten die Elastizitätsgleichungen

$$\left. \begin{array}{l} 1. X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ba} = \delta_{0a} \\ 2. X_a \delta_{ab} + X_b \delta_{bb} = \delta_{0b} \end{array} \right\} \dots \dots (14)$$

Wenn es sich um die Untersuchung mit Hilfe von Einflußlinien handelt, treten bekanntlich an die Stelle von δ_{0a} und δ_{0b} die Ausdrücke $\sum P_m \delta_{ma}$ und $\sum P_m \delta_{mb}$; bei der Untersuchung des Einflusses der Temperaturänderungen stehen auf der rechten Seite der Gl. (14) die Verschiebungen δ_{at} und δ_{bt} . Ebenso kann gesondert der Einfluß etwaiger Auflagerbewegungen untersucht werden.

Bei der Lösung dieser Gl. (14) schlagen wir in Anlehnung an die im Teil I angestellten Be-

trachtungen folgenden Weg ein, wobei die früher eingeführten Bezeichnungen beibehalten werden sollen.

A. Wird zunächst $X_b = 0$ gesetzt, dann erhält man aus Gl. (1)

$$X_a^I = \frac{\delta_{0a}}{\delta_{aa}} \dots \dots \dots (15)$$

B. Setzt man $X_b = -1$, so erhält man aus der ersten Gleichung

$$X_{ab}^I = \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} \dots \dots \dots (16)$$

Löst man die erste Gleichung nach X_a auf, dann wird

$$X_a = \frac{\delta_{0a}}{\delta_{aa}} - X_b \frac{\delta_{ba}}{\delta_{aa}}$$

oder mit Rücksicht auf die Gl. (15) und (16)

$$X_a = X_a^I - X_{ab}^I X_b \dots \dots \dots (17)$$

C. Setzt man nun in die zweite Elastizitätsgleichung für X_a den eben gefundenen Wert ein, dann erhält man

$$[X_a^I - X_{ab}^I X_b] \delta_{ab} + X_b \delta_{bb} = \delta_{0b},$$

oder nach X_b aufgelöst

$$X_b = \frac{\delta_{0b} - X_a^I \delta_{ab}}{\delta_{bb} - X_{ab}^I \delta_{ab}} \dots \dots \dots (18)$$

Setzt man nun

$$\delta_{bb}^I = \delta_{bb} - X_{ab}^I \delta_{ab} \dots \dots \dots (19)$$

und

$$\delta_{0b}^I = \delta_{0b} - X_a^I \delta_{ab} \dots \dots \dots (20)$$

dann wird

$$X_b = \frac{\delta_{0b}^I}{\delta_{bb}^I} \dots \dots \dots (18a)$$

Die Gl. (18) und (18a) sind nun identisch mit den früher entwickelten Gl. (9) bzw. (9a) und (9b), nur sind sie allgemeiner. Die Werte δ_{bb}^I und δ_{0b}^I sind nämlich Verschiebungen am statisch unbestimmten Hauptsystem I. Die Gl. (18a) wird daher auch erhalten, wenn in der zweiten Gl. (14) $X_a = 0$ gesetzt wird und für die Verschiebungen δ_{bb} und δ_{0b} des Grundsystems die Verschiebungen δ_{bb}^I und δ_{0b}^I des Hauptsystems I setzt.

Die Gl. (20) kann auch auf folgende Form gebracht werden. Nach Gl. (9a) ist

$$\delta_{0b}^I = \int \mathfrak{M}_0 \mathfrak{M}_b^I ds';$$

wird für \mathfrak{M}_b^I der Wert nach Gl. (8) gesetzt, dann ist

$$\delta_{0b}^I = \int \mathfrak{M}_0 [\mathfrak{M}_b - \mathfrak{M}_a X_{ab}^I] ds'$$

oder allgemeiner

$$\delta_{0b}^I = \delta_{cb} - X_{ab}^I \delta_{0a} \dots \dots \dots (20a)$$

D. Nach Ermittlung von X_b findet man mit Hilfe der Formel (17)

$$X_a = X_a^I - X_{ab}^I X_b.$$

⁴⁾ Mit den hier behandelten Fragen, wie sie bei der Wahl statisch unbestimmter Hauptsysteme auftauchen, beschäftigen sich — außer Müller-Breslau's grundlegender Graph. Stat. II, 1, 2 und Neuere Meth. d. Festigkeitslehre — u. a. auch die folgenden Abhandlungen: 1. Dr.-Ing. Pirlet: Die Berechnung statisch unbestimmter Systeme, Eisenbau 1910. 2. Dr. K. Eisenmann: Zur Theorie statisch unbestimmter Hauptsysteme. Zeitschrift für Arch.- u. Ingenieurwesen 1912. 3. Prof. A. Hertwig: Die Berechnung des Trägers auf mehreren Stützen mit gleichem und veränderlichem Querschnitt. . . Armierter Beton 1913, Juni- und Juli-Nummer (dem Verfasser erst nach Abschluß dieses Aufsatzes bekannt geworden).

2.

Zur Berechnung der Biegemomente des zweifach unbestimmten Systems dient die Formel

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_a - \mathfrak{M}_b X_b \dots \quad (21)$$

Arbeitet man nun mit einem einfach statisch unbestimmten Hauptsystem, so erhält man für dieses die Momente in der Form

$$\mathfrak{M}_0^I = \mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_a^I \dots \quad (22)$$

Will man diese Momente \mathfrak{M}_0^I bei der Berechnung der endgültigen Momente \mathfrak{M} verwenden, dann läßt sich Gl. (21) wie folgt umformen. Setzt man für X_a den Wert aus Gl. (17) in Gl. (21) ein, dann wird

$$\begin{aligned} \mathfrak{M} &= \mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a [X_a^I - X_{ab}^I X_b] - \mathfrak{M}_b X_b \\ &= \mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_a^I - X_b [\mathfrak{M}_b - \mathfrak{M}_a X_{ab}^I]; \end{aligned}$$

da nun

$$\mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_a^I = \mathfrak{M}_0^I,$$

ferner

$$\mathfrak{M}_b - \mathfrak{M}_a X_{ab}^I = \mathfrak{M}_b^I,$$

so ist

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_0^I - \mathfrak{M}_b^I X_b \dots \quad (23)$$

Liegt daher bei der Wahl des Hauptsystems etwa die eingangs betonte Absicht vor, einen Vergleich zwischen dem unbestimmten Hauptsystem und dem durch Hinzufügen einer neuen Unbekannten entstandenen Tragwerk zu ziehen, dann ist die Berechnung der Momente nach den Formeln (22) und (23) zweckmäßiger als nach der allgemeinen Formel (21). Aber auch sonst kann die Verwendung der Formel (23) mit Rücksicht auf die Genauigkeit der Zahlenrechnungen als geeignet erscheinen. Man ersieht nämlich aus den Formeln (22) und (23), daß zur Berechnung der endgültigen Biegemomente der Wert X_a nicht nötig ist. Da nun die Unbekannte X_a erst nach der Berechnung von X_b ermittelt werden kann und aus diesem Grunde wegen der unvermeidlichen Fehlerquellen, die bei solchen Zwischenrechnungen von Zahlenwerten entstehen werden, an Genauigkeit einbüßen wird, so bedeutet bei Verwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme die Ausschaltung von X_a und das Zurückgreifen nur auf den zunächst berechneten Wert X_b für die praktische Berechnung der Momente einen Vorteil.

Nach denselben Gesichtspunkten lassen sich auch für die Normal- und Querkkräfte, ferner für Auflagerkräfte, Stabspannkräfte usw. Formeln entwickeln.

III.

Die bisher für den einfachsten Fall, nämlich für das zweifach statisch unbestimmte Tragwerk, durchgeführten Untersuchungen sollen nun für ein beliebig vielfach statisch unbestimmtes System verallgemeinert werden.

1.

Zunächst möge noch kurz auf die Bezeichnungsweise der Größen eingegangen werden. Wie

bereits aus den bisherigen Entwicklungen hervorgeht, kommt man beim Arbeiten mit einem statisch unbestimmten Hauptsystem mit den gegenwärtig in der Statik üblichen Doppelindex-Bezeichnungen nicht mehr aus; das liegt eben daran, daß die beiden, Ort und Ursache bestimmenden Indices sich nur auf das statisch bestimmte Hauptsystem (Grundsystem) beziehen. Hier tritt nun noch die Forderung hinzu, die Größen derart kenntlich zu machen, daß man ihre Zugehörigkeit einmal zum Grundsystem, dann aber auch zu einem bzw. mehreren⁵⁾ statisch unbestimmten Hauptsystemen klar erkennen kann.

Für die weiteren Entwicklungen wird folgende Bezeichnungsweise gewählt, die ja bereits teilweise in den vorangehenden Betrachtungen vorkam.

Wie üblich, werden die Größen am Grundsystem mit $\vartheta_{0a}, \vartheta_{0b}, \dots, \vartheta_{aa}, \vartheta_{ab}, \dots$; $\mathfrak{M}_0, \mathfrak{M}_b, \dots$ bezeichnet. Die sich auf ein statisch unbestimmtes Hauptsystem beziehenden Größen erhalten noch einen oberen Index I, II, III, ..., je nachdem die Größe an einem statisch unbestimmten Hauptsystem I oder II, oder III, ... wirkt. Z. B. beziehen sich $\vartheta_{0a}^I, \vartheta_{aa}^I, \vartheta_{ab}^I, \dots$; $\mathfrak{M}_0^I, \mathfrak{M}_a^I, \mathfrak{M}_b^I, \dots$ auf das statisch unbestimmte Hauptsystem I, entsprechend $\vartheta_{0a}^{II}, \dots, \mathfrak{M}_0^{II}$ auf das statisch unbestimmte Hauptsystem II usw. Es bedeutet also ϑ_{ii}^{III} die Verschiebung des Punktes i infolge $X_i = -1$ am statisch unbestimmten Hauptsystem III wirkend.

Zur Bezeichnungsweise der statisch unbestimmten Größen ist folgendes zu bemerken:

In Übereinstimmung mit der üblichen Bezeichnungsweise werden die endgültigen Unbekannten mit X_a, X_b, \dots bezeichnet.

Führt man ein statisch unbestimmtes Hauptsystem I ein, und verschwinden alle statisch unbestimmten Größen bis auf die des Hauptsystems I, so werden diese bezeichnet mit $X_a^I, X_b^I, X_c^I, \dots$; entsprechend gehören $X_a^{II}, X_b^{II}, \dots$ zu einem statisch unbestimmten Hauptsystem II usw. Wirkt auf das statisch unbestimmte Hauptsystem I nur der Zustand $X_c = -1$, dann entstehen die Unbekannten $X_{ae}^I, X_{be}^I, \dots$; ebenso entstehen für $X_f = -1$ am statisch unbestimmten Hauptsystem II wirkend die Unbekannten $X_{af}^{II}, X_{bf}^{II}, \dots$

2.

Zur Berechnung der n statisch unbestimmten Größen wird ein m-fach statisch unbestimmtes

⁵⁾ Während nämlich bei jedem statisch unbestimmten Tragwerk nur ein Grundsystem vorkommt, können, wie im Teil V näher ausgeführt wird, mehrere statisch unbestimmte Hauptsysteme in Frage kommen. Z. B. kann man ein sechsfach unbestimmtes System in drei Gruppen teilen = $(2 + 2 + 2)$ fach statisch unbestimmt. Man untersucht zunächst das zweifach unbestimmte Hauptsystem I, berechnet hiermit das vierfach unbestimmte System, faßt dieses als neues Hauptsystem II auf, um mit diesem das sechsfach unbestimmte System zu berechnen.

Hauptsystem gewählt. Die n gegebenen Elastizitätsgleichungen werden daher in zwei Gruppen geteilt, von denen zunächst die erste Gruppe von m_1 Gleichungen zur Berechnung der Unbekannten dieses statisch unbestimmten Hauptsystems I, nämlich der Größen X_a^I, X_b^I, \dots dienen. Die zweite Gruppe der Gleichungen umfaßt m_2 Unbekannte, so daß also die n statisch unbestimmten Größen aus $m_1 + m_2 = n$ Gleichungen zu berechnen sind.

Die Elastizitätsgleichungen seien in der Form gegeben:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Gruppe I} \left\{ \begin{array}{l} X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ba} + X_c \delta_{ca} + \dots + X_e \delta_{ea} + X_f \delta_{fa} + X_g \delta_{ga} + \dots = \delta_{0a} \\ X_a \delta_{ab} + X_b \delta_{bb} + X_c \delta_{cb} + \dots + X_e \delta_{eb} + X_f \delta_{fb} + X_g \delta_{gb} + \dots = \delta_{0b} \\ X_a \delta_{ac} + X_b \delta_{bc} + X_c \delta_{cc} + \dots + X_e \delta_{ec} + X_f \delta_{fc} + X_g \delta_{gc} + \dots = \delta_{0c} \\ \dots \dots \dots \end{array} \right. \\ \text{Gruppe II} \left\{ \begin{array}{l} X_a \delta_{ae} + X_b \delta_{be} + X_c \delta_{ce} + \dots + X_e \delta_{ee} + X_f \delta_{fe} + X_g \delta_{ge} + \dots = \delta_{0e} \\ X_a \delta_{af} + X_b \delta_{bf} + X_c \delta_{cf} + \dots + X_e \delta_{ef} + X_f \delta_{ff} + X_g \delta_{gf} + \dots = \delta_{0f} \\ X_a \delta_{ag} + X_b \delta_{bg} + X_c \delta_{cg} + \dots + X_e \delta_{eg} + X_f \delta_{fg} + X_g \delta_{gg} + \dots = \delta_{0g} \\ \dots \dots \dots \end{array} \right. \end{array} \right\} \dots (24)$$

In den vorstehenden Gleichungen sind die m_1 Unbekannten der Gruppe I mit X_a, X_b, X_c, \dots bezeichnet, die m_2 Unbekannten der Gruppe II mit X_e, X_f, X_g, \dots

Die Berechnung der Unbekannten des statisch unbestimmten Hauptsystems und dann die Bestimmung der endgültigen Werte für die statisch unbestimmten Größen soll nun in derselben Reihenfolge durchgeführt werden, wie in dem im Teil II betrachteten Sonderfall.

A) Wir betrachten zunächst nur die Gruppe I der Elastizitätsgleichungen und setzen die Unbekannten der Gruppe II gleich Null, also

$$X_e = X_f = X_g = \dots = 0.$$

Die statisch unbestimmten Größen der Gruppe I, also des statisch unbestimmten Hauptsystems I berechnen sich dann aus folgendem System von Gleichungen

$$\left. \begin{array}{l} X_a^I \delta_{aa} + X_b^I \delta_{ba} + X_c^I \delta_{ca} + \dots = \delta_{0a} \\ X_a^I \delta_{ab} + X_b^I \delta_{bb} + X_c^I \delta_{cb} + \dots = \delta_{0b} \\ X_a^I \delta_{ac} + X_b^I \delta_{bc} + X_c^I \delta_{cc} + \dots = \delta_{0c} \\ \dots \dots \dots \end{array} \right\} (25)$$

Da die Verschiebungen δ auf der linken Seite der Gleichungen (25) nur von den Zuständen $X = -1$ abhängen, daher nur einmal berechnet zu werden brauchen, während die aus der Belastung zu ermittelnden Verschiebungen δ der rechten Seite der Gleichungen (25) in der Regel für mehrere Belastungszustände zu bestimmen sind, so empfiehlt es sich, die Auflösung der Gleichungen (25) in folgende Form zu bringen:

$$\left. \begin{array}{l} X_a^I = C_{aa}^I \delta_{0a} + C_{ab}^I \delta_{0b} + C_{ac}^I \delta_{0c} + \dots \\ X_b^I = C_{ba}^I \delta_{0a} + C_{bb}^I \delta_{0b} + C_{bc}^I \delta_{0c} + \dots \\ X_c^I = C_{ca}^I \delta_{0a} + C_{cb}^I \delta_{0b} + C_{cc}^I \delta_{0c} + \dots \\ \dots \dots \dots \end{array} \right\} (26)$$

Hierin sind dann die Beiwerte $C_{aa}^I, C_{ab}^I, \dots$ nur von den Verschiebungen aus den Zuständen $X = -1$ abhängig, also nur einmal zu ermitteln.

B) Für den Zustand $X_e = -1$ am statisch unbestimmten Hauptsystem I berechnen wir die Werte $X_{ae}^I, X_{be}^I, X_{ce}^I, \dots$ aus einem System von Gleichungen, das man aus der Gruppe I der gegebenen Gl. (24) erhält, wenn man in diese $X_e = -1$ einführt.

Es wird dann

$$\left. \begin{array}{l} X_{ae}^I \delta_{aa} + X_{be}^I \delta_{ba} + X_{ce}^I \delta_{ca} + \dots = \delta_{ea} \\ X_{ae}^I \delta_{ab} + X_{be}^I \delta_{bb} + X_{ce}^I \delta_{cb} + \dots = \delta_{eb} \\ X_{ae}^I \delta_{ac} + X_{be}^I \delta_{bc} + X_{ce}^I \delta_{cc} + \dots = \delta_{ec} \\ \dots \dots \dots \end{array} \right\} (27)$$

Diese Gl. (27) stimmen auf der linken Seite in den Beiwerten der Unbekannten vollständig mit den Gl. (25) überein; auf der rechten Seite ist in den Verschiebungen δ der Index 0 mit e zu vertauschen. Daher kann man mit Beachtung der Lösungen (26) sofort hinschreiben:

$$X_{ae}^I = C_{aa}^I \delta_{ea} + C_{ab}^I \delta_{eb} + C_{ac}^I \delta_{ec} + \dots (28)$$

entsprechend erhält man $X_{be}^I, X_{ce}^I, \dots$ ⁶⁾

In derselben Weise erhält man nun für den Zustand $X_f = -1$ die Größen $X_{af}^I, X_{bf}^I, X_{cf}^I, \dots$ und schließlich für den Zustand $X_g = -1$ die Werte $X_{ag}^I, X_{bg}^I, X_{cg}^I, \dots$

C) Bisher wurden von den gegebenen Elastizitätsgleichungen (24) nur die der Gruppe I herangezogen. Für die Ermittlung der Unbekannten der Gruppe II, nämlich X_e, X_f, X_g, \dots liefert nun die Gruppe II folgendes System von Gleichungen:

$$\left. \begin{array}{l} X_e \delta_{ee}^I + X_f \delta_{fe}^I + X_g \delta_{ge}^I + \dots = \delta_{0e}^I \\ X_e \delta_{ef}^I + X_f \delta_{ff}^I + X_g \delta_{gf}^I + \dots = \delta_{0f}^I \\ X_e \delta_{eg}^I + X_f \delta_{fg}^I + X_g \delta_{gg}^I + \dots = \delta_{0g}^I \end{array} \right\} (29)$$

Die Verschiebungen δ in diesen Gleichungen sind am statisch unbestimmten Hauptsystem I zu bestimmen, haben daher in den vorstehenden

⁶⁾ Für irgend eine Unbekannte X_{am}^I infolge $X_m = -1$ am Hauptsystem I erhält man demnach die Lösung aus der ersten der Gl. (26) durch Vertauschen der Indizes 0 mit m :

$X_{am}^I = C_{aa}^I \delta_{ma} + C_{ab}^I \delta_{mb} + C_{ac}^I \delta_{mc} + \dots$
Ebenso wird X_{bm}^I aus der zweiten der Gl. (26) erhalten. usf.

Gleichungen den oberen Index I. Es wird also (vergl. hierzu die entsprechenden Gl. (19), (20) u. (20a) des Teiles II):

$$\delta_{ee}^I = \delta_{ee} - X_{ae}^I \delta_{ae} - X_{be}^I \delta_{be} - X_{ce}^I \delta_{ce} - \dots \quad (30)$$

Da $\delta_{fe}^I = \delta_{ef}^I$ ist, erhält man zur Berechnung von δ_{fe}^I zwei Werte:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{fe}^I &= \delta_{fe} - X_{af}^I \delta_{ae} - X_{bf}^I \delta_{be} - X_{cf}^I \delta_{ce} - \dots \\ &= \delta_{ef} - X_{ae}^I \delta_{af} - X_{be}^I \delta_{bf} - X_{ce}^I \delta_{cf} - \dots \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

Entsprechend erhält man die übrigen Verschiebungen durch einfache Indexvertauschung.

Die δ^I -Werte der rechten Seite der Gl. (29) berechnen sich zu:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{0e}^I &= \delta_{0e} - X_{ae}^I \delta_{0a} - X_{be}^I \delta_{0b} - X_{ce}^I \delta_{0c} - \dots \\ \delta_{0f}^I &= \delta_{0f} - X_{af}^I \delta_{0a} - X_{bf}^I \delta_{0b} - X_{cf}^I \delta_{0c} - \dots \\ &\dots \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

Diese Gleichungen kann man auch anders schreiben; z. B. erhält man die Gleichung für

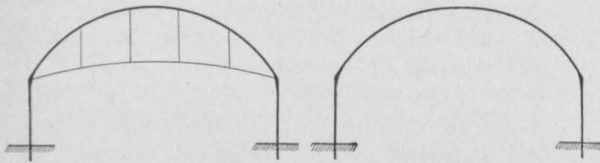


Fig. 12.

Fig. 13.

δ_{0e}^I aus der Gleichung für δ_{ee}^I durch Vertauschen des einen Index e mit 0, also:

$$\delta_{0e}^I = \delta_{0e} - X_{aI}^I \delta_{ae} - X_{bI}^I \delta_{be} - X_{cI}^I \delta_{ce} - \dots \quad (32a)$$

D) Hat man mit Hilfe der Gl. (29) die Unbekannten X_e , X_f , X_g , . . . ermittelt, dann findet man zum Schluß die endgültigen Größen X_a , X_b , X_c , . . . — von denen bisher nur der Anteil aus dem statisch unbestimmten Hauptsystem I ermittelt ist — aus folgenden Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} X_a &= X_{aI} - X_{ae}^I X_e - X_{af}^I X_f - X_{ag}^I X_g - \dots \\ \text{ebenso} \\ X_b &= X_{bI} - X_{be}^I X_e - X_{bf}^I X_f - X_{bg}^I X_g - \dots \\ &\dots \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

Damit sind dann sämtliche statisch unbestimmten Größen berechnet.

3.

Die Angriffsmomente des statisch unbestimmten Hauptsystems I berechnen sich zu

$$\mathfrak{M}_0^I = \mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_{aI} - \mathfrak{M}_b X_{bI} - \mathfrak{M}_c X_{cI} - \dots \quad (34)$$

⁷⁾ Die sich hiernach eigentlich ergebende Schreibweise X_{a0}^I an Stelle von X_{aI}^I erscheint aus der Gestalt der Gl. (26) ebenfalls gerechtfertigt, denn in den Gl. (26) spielen die Verschiebungen δ_{0a} , δ_{0b} , δ_{0c} , . . . beim Aufbau des Wertes X_{aI}^I dieselbe Rolle wie die δ_{ea} , δ_{eb} , δ_{ec} beim Aufbau von X_{ae}^I .

Die endgültigen Momente erhält man dann in der Form:

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_0^I - \mathfrak{M}_e^I X_e - \mathfrak{M}_f^I X_f - \mathfrak{M}_g^I X_g - \dots \quad (35)$$

Hierin bedeuten:

$$\mathfrak{M}_e^I = \mathfrak{M}_e - \mathfrak{M}_a X_{ae}^I - \mathfrak{M}_b X_{be}^I - \mathfrak{M}_c X_{ce}^I - \dots \quad (36)$$

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{M}_f^I &= \mathfrak{M}_f - \mathfrak{M}_a X_{af}^I - \mathfrak{M}_b X_{bf}^I - \mathfrak{M}_c X_{cf}^I - \dots \\ &\dots \end{aligned} \right\} \quad (37)$$

4.

Der hier eingeschlagene Weg zur Berechnung der statisch unbestimmten Größen eines hochgradig statisch unbestimmten Systems beruht im Grunde genommen nur auf einer besonderen Art der Auflösung eines Systemes von n linearen, einfach symmetrischen Gleichungen. Man teilt das ganze System von Gleichungen in zwei beliebige Gruppen und gelangt dann gewissermaßen in zwei Etappen zum Ziel. Wie man diese Einteilung in Gruppen vornimmt, bleibt im mathematischen Sinne gleichgültig. Man braucht auch im Grunde genommen gar nicht den technischen Begriff des statisch unbestimmten Hauptsystems erst einzuführen bzw. zu definieren, denn alle in den entwickelten Formeln enthaltenen Hilfsgrößen führen ja letzten Endes auf die Verschiebungen des Grundsystems zurück. Nachdem aber diese Verschiebungen bestimmt sind, ist der weitere Vorgang der Berechnung rein mathematischer Natur.

Dagegen ist im technischen Sinne die Einführung des statisch unbestimmten Hauptsystems und damit eine bestimmte Abgrenzung der beiden Gruppen von größter Wichtigkeit. Wie bereits einleitend hervorgehoben, kann die praktische Rechenarbeit bei mehrfach unbestimmten Systemen wesentlich vereinfacht werden, wenn ein übersichtliches und bequem zu untersuchendes Hauptsystem gewählt wird. Nun hängt diese Wahl ja in erster Linie von der Geschicklichkeit und Erfahrungheit des Statikers ab; bestimmte Rezepte gibt es hierfür nicht. Diesem Umstande müssen daher die Verfahren der Statik Rechnung tragen, sie sollen den Ingenieur nicht an eine bestimmte Marschroute binden, sie müssen viele Wege offen lassen, damit der beste gewählt werden kann.

Die hier vorgeschlagene Lösung der Elastizitätsgleichungen besitzt diese Beweglichkeit; z. B. gestattet sie bei einem vierfach statisch unbestimmten System die Wahl eines einfach oder zweifach oder auch dreifach statisch unbestimmten Hauptsystems, wie es gerade für die vorliegende technische Lösung am zweckmäßigsten ist. Bei dem Tragwerk nach Fig. 12 wird z. B. eine brauchbare Lösung die Wahl eines dreifach statisch unbestimmten Hauptsystems nach Fig. 13 sein, denn für dieses bekannte und wichtige System liegen

sehr eingehende Untersuchungen vor⁸⁾. Bei dieser Wahl des Hauptsystems läßt sich, abgesehen von dem übersichtlichen Rechnungsgang, noch erreichen, daß in den vier Elastizitätsgleichungen je nur eine Unbekannte vorkommt, für die praktische Rechnung ein Vorzug, auf den bereits früher hingewiesen wurde.

Für die in der Praxis besonders häufig vorkommenden drei- und vierfach statisch unbestimmten Systeme sind nun zunächst, bevor das geschilderte Verfahren durch ein ausführliches Zahlenbeispiel erläutert wird, in ganz allgemeiner Weise die Formeln für die bei Wahl von zwei Gruppen möglichen Lösungen zusammengestellt worden. Wenn auch die allgemeinen Gleichungen unter (2) und (3) ein sofortiges Anschreiben der Lösungen für diese Fälle gestatten, so mag doch für die unmittelbare praktische Verwendung eine derartige Zusammenstellung erwünscht sein.

5.

A. Dreifach statisch unbestimmtes System.

1. Einfach statisch unbestimmtes Hauptsystem.

$$X_a^I = \frac{\partial_{0a}}{\partial_{aa}}; \quad X_{ab}^I = \frac{\partial_{ab}}{\partial_{aa}}; \quad X_{ac}^I = \frac{\partial_{ac}}{\partial_{aa}};$$

X_b und X_c aus

$$\begin{aligned} X_b \partial_{bb}^I + X_c \partial_{cb}^I &= \partial_{0b}^I, \\ X_b \partial_{bc}^I + X_c \partial_{cc}^I &= \partial_{0c}^I, \end{aligned}$$

wobei

$$\begin{aligned} \partial_{bb}^I &= \partial_{bb} - X_{ab}^I \partial_{ab}, \\ \partial_{cb}^I &= \partial_{cb} - X_{ab}^I \partial_{ac} \\ &= \partial_{bc} - X_{ac}^I \partial_{ab}, \\ \partial_{cc}^I &= \partial_{cc} - X_{ac}^I \partial_{ac}, \\ \partial_{0b}^I &= \partial_{0b} - X_{ab}^I \partial_{0a} \\ &= \partial_{0b} - X_a^I \partial_{ab}, \\ \partial_{0c}^I &= \partial_{0c} - X_{ac}^I \partial_{0a} \\ &= \partial_{0c} - X_a^I \partial_{ac}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_a &= X_a^I - X_{ab}^I X_b - X_{ac}^I X_c, \\ \mathfrak{M}_0^I &= \mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_a^I, \\ \mathfrak{M}_b^I &= \mathfrak{M}_b - \mathfrak{M}_a X_{ab}^I, \\ \mathfrak{M}_c^I &= \mathfrak{M}_c - \mathfrak{M}_a X_{ac}^I, \\ \mathfrak{M} &= \mathfrak{M}_0^I - \mathfrak{M}_b^I X_b - \mathfrak{M}_c^I X_c. \end{aligned}$$

2. Zweifach statisch unbestimmtes Hauptsystem.

X_a^I und X_b^I aus

$$\begin{aligned} X_a^I \partial_{aa} + X_b^I \partial_{ba} &= \partial_{0a}, \\ X_a^I \partial_{ab} + X_b^I \partial_{bb} &= \partial_{0b}. \end{aligned}$$

X_{ac}^I und X_{bc}^I aus

$$\begin{aligned} X_{ac}^I \partial_{aa} + X_{bc}^I \partial_{ba} &= \partial_{ac}, \\ X_{ac}^I \partial_{ab} + X_{bc}^I \partial_{bb} &= \partial_{bc}. \end{aligned}$$

$$X_c = \frac{\partial_{0c}^I}{\partial_{cc}^I},$$

$$\begin{aligned} \partial_{cc}^I &= \partial_{cc} - X_{ac}^I \partial_{ac} - X_{bc}^I \partial_{bc}, \\ \partial_{0c}^I &= \partial_{0c} - X_{ac}^I \partial_{0a} - X_{bc}^I \partial_{0b}, \\ &= \partial_{0c} - X_a^I \partial_{ac} - X_b^I \partial_{bc}. \end{aligned}$$

$$X_a = X_a^I - X_{ac}^I X_c,$$

$$X_b = X_b^I - X_{bc}^I X_c,$$

$$\mathfrak{M}_0^I = \mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_a^I - \mathfrak{M}_b X_b^I,$$

$$\mathfrak{M}_c^I = \mathfrak{M}_c - \mathfrak{M}_a X_{ac}^I - \mathfrak{M}_b X_{bc}^I,$$

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_0^I - \mathfrak{M}_c^I X_c.$$

B. Vierfach statisch unbestimmte Systeme.

1. Einfach statisch unbestimmtes Hauptsystem.

$$\begin{aligned} X_a^I &= \frac{\partial_{0a}}{\partial_{aa}}; & X_{ab}^I &= \frac{\partial_{ab}}{\partial_{aa}}; \\ X_{ac}^I &= \frac{\partial_{ac}}{\partial_{aa}}; & X_{ad}^I &= \frac{\partial_{ad}}{\partial_{aa}}. \end{aligned}$$

X_b, X_c, X_d aus

$$\begin{aligned} X_b \partial_{bb}^I + X_c \partial_{cb}^I + X_d \partial_{db}^I &= \partial_{0b}^I, \\ X_b \partial_{bc}^I + X_c \partial_{cc}^I + X_d \partial_{dc}^I &= \partial_{0c}^I, \\ X_b \partial_{bd}^I + X_c \partial_{cd}^I + X_d \partial_{dd}^I &= \partial_{0d}^I. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \partial_{bb}^I &= \partial_{bb} - X_{ab}^I \partial_{ab}, \\ \partial_{cc}^I &= \partial_{cc} - X_{ac}^I \partial_{ac}, \\ \partial_{dd}^I &= \partial_{dd} - X_{ad}^I \partial_{ad}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \partial_{cb}^I &= \partial_{cb} - X_{ab}^I \partial_{ab} \\ &= \partial_{bc} - X_{ab}^I \partial_{ac}, \\ \partial_{db}^I &= \partial_{db} - X_{ad}^I \partial_{ad} \\ &= \partial_{bd} - X_{ad}^I \partial_{ac}, \\ \partial_{dc}^I &= \partial_{dc} - X_{ad}^I \partial_{ac}, \\ &= \partial_{cd} - X_{ac}^I \partial_{ad}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \partial_{0b}^I &= \partial_{0b} - X_{ab}^I \partial_{0a} \\ &= \partial_{0b} - X_a^I \partial_{ab}, \\ \partial_{0c}^I &= \partial_{0c} - X_{ac}^I \partial_{0a} \\ &= \partial_{0c} - X_a^I \partial_{ac}, \\ \partial_{0d}^I &= \partial_{0d} - X_{ad}^I \partial_{0a} \\ &= \partial_{0d} - X_a^I \partial_{ad}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}_0^I &= \mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_a^I, \\ \mathfrak{M}_b^I &= \mathfrak{M}_b - \mathfrak{M}_a X_{ab}^I, \\ \mathfrak{M}_c^I &= \mathfrak{M}_c - \mathfrak{M}_a X_{ac}^I, \\ \mathfrak{M}_d^I &= \mathfrak{M}_d - \mathfrak{M}_a X_{ad}^I, \\ \mathfrak{M} &= \mathfrak{M}_0^I - \mathfrak{M}_b^I X_b - \mathfrak{M}_c^I X_c - \mathfrak{M}_d^I X_d. \end{aligned}$$

2. Zweifach statisch unbestimmtes Hauptsystem.

X_a^I und X_b^I aus

$$\begin{aligned} X_a^I \partial_{aa} + X_b^I \partial_{ba} &= \partial_{0a}, \\ X_a^I \partial_{ab} + X_b^I \partial_{bb} &= \partial_{0b}. \end{aligned}$$

X_{ac}^I und X_{bc}^I aus

$$\begin{aligned} X_{ac}^I \partial_{aa} + X_{bc}^I \partial_{ba} &= \partial_{ac}, \\ X_{ac}^I \partial_{ab} + X_{bc}^I \partial_{bb} &= \partial_{bc}. \end{aligned}$$

X_{ad}^I und X_{bd}^I aus

$$\begin{aligned} X_{ad}^I \partial_{aa} + X_{bd}^I \partial_{ba} &= \partial_{ad}, \\ X_{ad}^I \partial_{ab} + X_{bd}^I \partial_{bb} &= \partial_{bd}. \end{aligned}$$

⁸⁾ Vergl. Müller-Breslau, Graph. Stat. II, 2, S. 490 u. f. sowie § 31; ferner ders., Neuere Meth. d. Festigkeitslehre, III. Auflage, S. 119 u. f.

X_c und X_d aus

$$\begin{aligned} X_c \partial_{cc}^I + X_d \partial_{dc}^I &= \partial_{0c}^I \\ X_c \partial_{cd}^I + X_d \partial_{dd}^I &= \partial_{0d}^I \\ \partial_{cc}^I &= \partial_{cc} - X_{ac}^I \partial_{ac} - X_{bc}^I \partial_{bc} \\ \partial_{dd}^I &= \partial_{dd} - X_{ad}^I \partial_{ad} - X_{bd}^I \partial_{bd} \\ \partial_{cd}^I &= \partial_{dc}^I = \partial_{cd} - X_{ac}^I \partial_{ad} - X_{bc}^I \partial_{bd} \\ &= \partial_{dc} - X_{ad}^I \partial_{ac} - X_{bd}^I \partial_{bc}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \partial_{0c}^I &= \partial_{0c} - X_{ac}^I \partial_{0a} - X_{bc}^I \partial_{0b} \\ &= \partial_{0c} - X_a^I \partial_{ac} - X_b^I \partial_{bc} \\ \partial_{0d}^I &= \partial_{0d} - X_{ad}^I \partial_{0a} - X_{bd}^I \partial_{0b} \\ &= \partial_{0d} - X_a^I \partial_{ad} - X_b^I \partial_{bd}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}_0^I &= \mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_a^I - \mathfrak{M}_b X_b^I \\ \mathfrak{M}_c^I &= \mathfrak{M}_c - \mathfrak{M}_a X_{ac}^I - \mathfrak{M}_b X_{bc}^I \\ \mathfrak{M}_d^I &= \mathfrak{M}_d - \mathfrak{M}_a X_{ad}^I - \mathfrak{M}_b X_{bd}^I \\ \mathfrak{M} &= \mathfrak{M}_0^I - \mathfrak{M}_c^I X_c - \mathfrak{M}_d^I X_d. \end{aligned}$$

3. Dreifach statisch unbestimmtes Hauptsystem.

X_a^I , X_b^I , X_c^I aus folgenden Gleichungen:

$$\begin{aligned} X_a^I \partial_{aa} + X_b^I \partial_{ba} + X_c^I \partial_{ca} &= \partial_{0a} \\ X_a^I \partial_{ab} + X_b^I \partial_{bb} + X_c^I \partial_{cb} &= \partial_{0b} \\ X_a^I \partial_{ac} + X_b^I \partial_{bc} + X_c^I \partial_{cc} &= \partial_{0c}. \end{aligned}$$

X_{ad}^I , X_{bd}^I und X_{cd}^I aus

$$\begin{aligned} X_{ad}^I \partial_{aa} + X_{bd}^I \partial_{ba} + X_{cd}^I \partial_{ca} &= \partial_{ad} \\ X_{ad}^I \partial_{ab} + X_{bd}^I \partial_{bb} + X_{cd}^I \partial_{cb} &= \partial_{bd} \\ X_{ad}^I \partial_{ac} + X_{bd}^I \partial_{bc} + X_{cd}^I \partial_{cc} &= \partial_{cd}. \end{aligned}$$

$$X_d = \frac{\partial_{0d}^I}{\partial_{dd}^I}$$

$$\begin{aligned} \partial_{0d}^I &= \partial_{0d} - X_{ad}^I \partial_{0a} - X_{bd}^I \partial_{0b} - X_{cd}^I \partial_{0c} \\ &= \partial_{0d} - X_a^I \partial_{ad} - X_b^I \partial_{bd} - X_c^I \partial_{cd} \end{aligned}$$

$$\partial_{dd}^I = \partial_{dd} - X_{ad}^I \partial_{ad} - X_{bd}^I \partial_{bd} - X_{cd}^I \partial_{cd}$$

$$\mathfrak{M}_0^I = \mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_a^I - \mathfrak{M}_b X_b^I - \mathfrak{M}_c X_c^I$$

$$\mathfrak{M}_d^I = \mathfrak{M}_d - \mathfrak{M}_a X_{ad}^I - \mathfrak{M}_b X_{bd}^I - \mathfrak{M}_c X_{cd}^I$$

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_0^I - \mathfrak{M}_d^I X_d.$$

(Fortsetzung folgt.)

DAS EBENE PROBLEM UND DIE BÜGELBERECHNUNG.

Von Prof. Hager (München).

Die lotrechte Spannung im Balken.

In den Kreisen der Eisenbetonfachleute ist vielfach die Anschauung vertreten, daß die Bügel in den auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken die im Balken vermuteten lotrechten Zugkräfte aufnehmen würden, nachdem doch die günstige Wirkung der Bügel auf die Erhöhung der Bruchlast durch zahlreiche Versuche hinreichend nachgewiesen ist. Um sich eine Vorstellung von diesen vermuteten lotrechten Zugkräften zu machen, hat man sich die Bügel wirkend gedacht, „ähnlich, wie die gezogenen Vertikalen eines Fachwerks, das druckfähige, nach der Mitte ansteigende Diagonalen enthält*“^a. Man könnte nach dieser Anschauung annehmen, daß es nur der Berechnung der im „ebenen Problem“ lotrecht gerichteten Spannung σ_y bedürfte, um daraus ein einwandfreies Verfahren für die Berechnung der Bügel in gebogenen Balken ableiten zu können.

Es soll deshalb zunächst die lotrechte Spannung σ_y in einem Balken rechteckigen Querschnitts auf zwei Stützen mit verteilter Belastung p_x auf die Längeneinheit (Fig. 1) berechnet werden.

Schneidet man aus diesem Träger durch zwei gleichlaufende Querschnitte ein Stück heraus, so erhält man ein Prisma nach Fig. 2. Aus diesem soll durch zwei wagerechte Schnitte im Abstände y und $y + dy$ von der Oberkante ein kleineres Prisma ausgeschnitten werden, dessen Breite dx' , dessen Höhe dy und dessen Länge b ist (Fig. 3). An diesem Elementarprisma sollen an den Schnitt-

flächen, die in dem Träger an gleicher Stelle wirkenden inneren Kräfte angesetzt werden. In Fig. 3 sind die Spannungen dieser Kräfte eingetragen. Da an dem Elementarprisma die Kräfte im Gleichgewicht sein müssen, erhält man für die Vertikalkräfte die Gleichung:

$$\begin{aligned} \tau_{xy} \cdot b \cdot dx' - \left(\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x'} \cdot dx' \right) b dy \\ + \sigma_y \cdot b dx' - \left(\sigma_y + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} dy \right) b dx' = 0. \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x'} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0 \quad *) \dots \dots (1) \end{aligned}$$

Ein Zweifel könnte nur noch darüber bestehen, ob den lotrechten Schubkräften durch die Differenz lotrechter Normaldruckkräfte (Fig. 3) oder lotrechter Normalzugkräfte (Fig. 4) das Gleichgewicht gehalten wird. Um diesen Zweifel zu lösen, betrachte man das oberste Elementarprisma, dessen Oberfläche in die Oberfläche des Trägers fällt. Diese Oberfläche hat zweifellos eine Druckspannung $\sigma_y = \frac{p_x}{b}$, welche von der auf dem Träger ruhenden Last herrührt. Die nächsten darunter liegenden Elementarprismen müssen also auch lotrechte Druckspannungen σ_y aufnehmen, welche vielleicht erst in größerer Entfernung von der Oberfläche des Trägers durch Null durchgehend in Zugspannungen übergehen könnten, worüber aber die weitere Rechnung Aufschluß geben wird.

*) Vgl. Mörsch, Eisenbetonbau, 4. Aufl., S. 271.

*) Föppl, Festigkeitslehre § 2. Grashof, Elastizität und Festigkeit § 2.

Es sollen bezeichnen:

- $V_{x'}$ die Vertikalkraft im Punkte mit der Abszisse x' ,
 \mathcal{S}_y das statische Moment des Rechteckes $y \cdot b$ bezogen auf die Nulllinie NN,
 Θ das Trägheitsmoment des Trägers bezogen auf die Nulllinie NN.

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = V_{x'} \cdot \frac{\mathcal{S}_y}{b \Theta},$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x'} = - \frac{\partial V_{x'}}{\partial x'} \cdot \frac{\mathcal{S}_y}{b \Theta} = p_x \cdot \frac{b y \left(x - \frac{y}{2} \right)}{b \cdot \Theta} \dots (2)$$

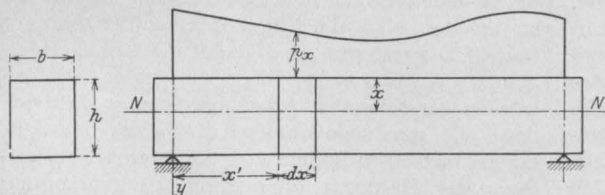


Fig. 1.

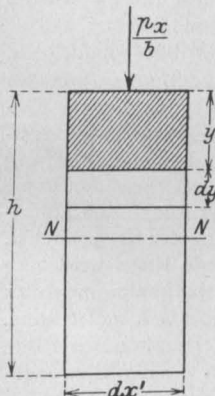


Fig. 2.

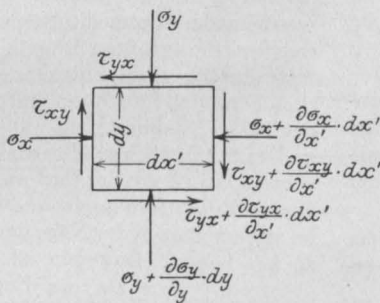


Fig. 3.

$$\sigma_y = \frac{p_x}{b} \left[1 - \frac{6}{h^3} \left(\frac{h y^2}{2} - \frac{y^3}{3} \right) \right].$$

In der Nulllinie ist $y = \frac{h}{2}$ und $\sigma_y = \sigma_{y_0}$

$$\sigma_{y_0} = \frac{p_x}{b} \left(1 - \frac{1}{2} \right) = \frac{p_x}{2b},$$

also die Hälfte der Druckspannung in der Trägeroberfläche.

In der Trägerunterkante ist $y = h$, $\sigma_y = \sigma_u$,

$$\sigma_u = \frac{p_x}{b} \left[1 - \frac{6}{h^3} \left(\frac{h^3}{2} - \frac{h^3}{3} \right) \right] = 0,$$

wie zu erwarten war.

Nach dieser Rechnung würde also für den betrachteten Belastungsfall σ_y in allen Punkten des Querschnitts eine Druckspannung sein.

Wäre die Belastung p_x an die Unterfläche des Trägers angehängt, so würde σ_y eine Zugspannung sein.

Für die aufgelagerte Belastung ist σ_y eine Druckspannung, die sich für den betrachteten Sonderfall des isotropen rechteckigen Balkens nach der in Fig. 5

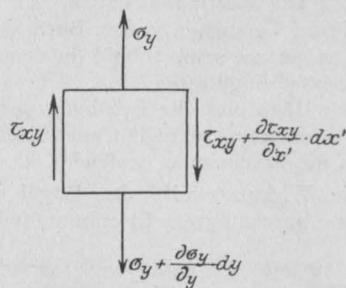


Fig. 4.

Aus Gl. (1) ist

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} &= - \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x'} = - p_x \cdot \frac{y \cdot x - \frac{y^2}{2}}{\Theta}, \\ \int_0^y \partial \sigma_y &= - \frac{p_x}{b} + \sigma_y, \\ \int_0^y \partial \sigma_y &= - \frac{p_x}{\Theta} \int_0^y \left(y \cdot x - \frac{y^2}{2} \right) \partial y \\ &= - \frac{p_x}{\Theta} \left(\frac{x y^2}{2} - \frac{y^3}{6} \right). \end{aligned}$$

Aus diesen beiden Gleichungen erhält man

$$\sigma_y = \frac{p_x}{b} - \frac{p_x}{\Theta} \left(\frac{x y^2}{2} - \frac{y^3}{6} \right) \dots (3)$$

Für das isotrope Rechteck als Trägerquerschnitt ist $x = \frac{h}{2}$ und $\Theta = \frac{b h^3}{12}$ somit:

dargestellten Kurve ändert. Diese Kurve hat in der halben Balkenhöhe einen Wendepunkt.

Ein Träger, der nur konzentrierte Lasten trägt, hat außerhalb des Wirkungsbereichs dieser Lasten die Spannung $\sigma_y = 0$.

Den Neigungswinkel der schrägen Hauptspannungen erhält man bekanntlich aus der Gleichung

$$\cot 2\varphi = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2\tau} \dots (4)$$

welche für $\sigma_y = 0$ in der Nulllinie $\varphi = 45^\circ$ liefert. Da nun σ_y bei verteilter Belastung nicht Null ist, ist auch der Winkel φ hierbei nicht genau 45° .

Die Spannungen σ_y sind aber, wie man aus dem Größtwerte des rechteckigen Trägers $\frac{p_x}{b}$ entnehmen kann, gegenüber den Spannungen σ_x und τ sehr klein, so daß für die praktische Rechnung ihre seither übliche Vernachlässigung in der Regel zulässig erscheint.

Die Wirkung der Bügel.

Die Rechnung ergibt somit, daß die oben belasteten Balken in lotrechter Richtung keine Zugspannungen haben, sondern kleine Druckspannungen. Demnach können auch die Bügel der Eisenbetonbalken, solange der Balken unverletzt ist, keine Zugkräfte zu übertragen haben.

Mit diesem theoretischen Ergebnis stehen auch die Versuche über die Bewegung der Bügel von Baudirektor Dr. von Bach nicht in Widerspruch*), welcher feststellte, daß erst nach dem Eintritt zahlreicher Risse im Eisenbetonbalken meßbare Verschiebungen der Bügelenden zu beobachten sind. Hierbei treten diese Bewegungen der Bügel zuerst in der Nähe des Maximalmomentes ein und erst viel später in der Nähe der Auflager. Als Beweis möchte ich dieses Versuchsergebnis nicht ansprechen, weil ja infolge der Haftkraft etwaige Zugkräfte an den Enden der Bügel nicht sofort bemerkbar wären.

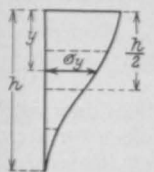


Fig. 5.

Wenn nun im unverletzten Balken die Bügel keine Zugkräfte zu übertragen haben, so müssen sie nach diesen Versuchen von v. Bach sicherlich auf Zug beansprucht sein, sobald in dem Betonbalken Zugrisse eingetreten sind. Die günstige Wirkung der Bügel auf die Erhöhung der Bruchlast würde somit erst sekundär nach Eintritt der Zugrisse in die Erscheinung treten**).

Um die Wirkungsweise der Bügel in dem durch Risse beschädigten Eisenbetonbalken er-

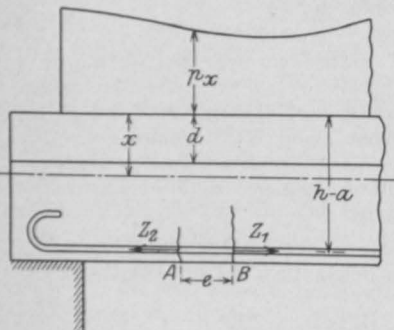


Fig. 6.

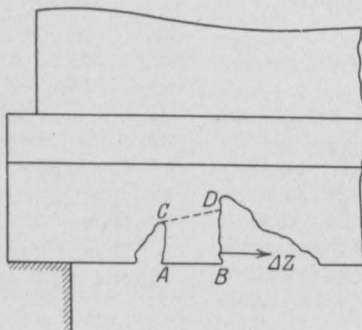


Fig. 7.

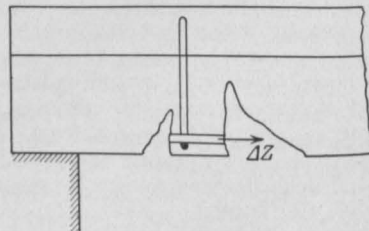


Fig. 8.

kennen zu können, sei nach Fig. 6 u. 7 das Balkenstück AB zwischen zwei Rissen betrachtet.

Die Zugkräfte der Eisen in den Punkten B und A seien Z_1 und Z_2 , $Z_1 > Z_2$.

*) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 10, Versuchsreihe 14.

**) Vgl. Vortrag des Direktors W. Luft (Dyckerhoff & Widmann), Hauptversammlung des Betonvereins 1908.

$$Z_1 - Z_2 = \Delta Z$$

ist der Teil der Zugkraft, welcher in dem Betonstück AB durch Haftkraft aufgenommen worden ist. Das Betonstück zwischen den Rissen A und B ist als ein Konsol zu betrachten, das in der Nähe des Endes mit einer Einzellast ΔZ belastet ist.

Da $Z_1 > Z_2$ ist, so wird der Riß bei B länger sein als der bei A und die Kraft ΔZ sucht die Konsole AB längs einer schrägen Linie CD abzubringen. Will man diese Konsole durch eine Eisenbewehrung tragfähiger machen, so muß man bei A einen Bügel einlegen (Fig. 8). Daraus ist zu ersehen, daß die Bügel den Eintritt schräger Risse CD verzögern und damit die Bruchlast erhöhen. Würden keine Bügel vorhanden sein, so würden die Konsolen AB abbrechen, so daß sich dann die maximale Zugkraft Z bis zu den Auflagern fortsetzen könnte und dort durch Überwindung der Haftkraft oder durch Längsprengung die Zerstörung des Balkens herbeiführen würde.

Die Stelle der größten Bügelkräfte.

Wenn man nun die Stelle bestimmen will, an welcher die größten Bügelkräfte nach dem Eintritt der Zugrisse auftreten werden, so ist festzustellen, daß die Bügelkraft mit der Entfernung der Risse abnimmt und mit der Länge der Risse und mit ΔZ wächst. Ferner ist aber auch zu beachten, daß ΔZ mit der Entfernung der Risse wächst. Kleine Rißentfernungen und tiefe Risse wird man im allgemeinen in der Nähe der Maximalmomente zu suchen haben. Dagegen ist dort ΔZ meist klein.

Da die Entfernungen der Risse nicht lediglich von den Biegemomenten, sondern nach den

Versuchsergebnissen auch von anderen Umständen abhängig sind, können diese Rißabstände nach diesen Betrachtungen vorerst unberücksichtigt bleiben. Ferner sei angenommen, die Zugrisse hätten den größten Teil des Betonzugquerschnittes außer Wirksamkeit gesetzt, so daß man sie, um ungünstig zu rechnen, bis zur Nulllinie reichend annehmen darf. Nach diesen Annahmen würde nun die größte Bügelkraft dort eintreten, wo ΔZ

einen Größtwert erreicht. Für den Eisenquerschnitt F_e kann man schreiben

$$Z = \sigma_e \cdot F_e,$$

$$\Delta Z = \frac{dZ}{dx'} \cdot e = \frac{d\sigma_e}{dx'} \cdot e \cdot F_e \dots (5)$$

Es würde also bei gleichbleibendem Eisenquerschnitt F_e die größte Bügelkraft dort zu

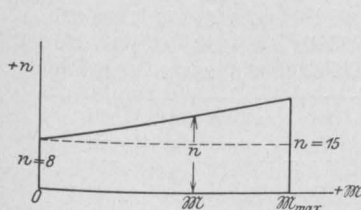


Fig. 9.

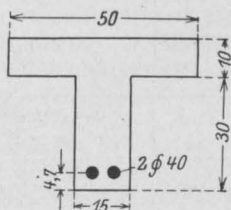


Fig. 10.

Biegungsmoment und n aufzusuchen. Es wird genügen, zunächst eine geradlinige Abhängigkeit von Biegungsmoment und n anzunehmen und dann an der Hand der Versuchsergebnisse zu prüfen, ob diese Annahme hinreichend zutreffend ist.

Nach den Versuchen kann man für die der Rechnung überhaupt noch zugänglichen Spannungszustände als Grenzwerte von n 8 bei $M=0$ und 15 bei M_{\max} setzen. Es ergibt sich deshalb nach Fig. 9 für die veränderliche Verhältniszahl n der Ausdruck

$$n = 8 + \frac{15-8}{M_{\max}} \cdot M \dots (9)$$

Bezeichnet man mit Θ_v das Verbundträgheitsmoment eines Eisenbetonbalkenquerschnittes, so erhält man für die Eisenspannung

$$\sigma_e = \frac{n \cdot M \cdot (h - a - x)}{\Theta_v} \dots (10)$$

suchen sein, wo $\frac{d\sigma_e}{dx'}$ einen Größtwert erreicht.

Da es sich bei dieser Rechnung darum handeln muß, den tatsächlichen Spannungswerten etwas näher zu kommen, als es die üblichen Eisen-

Das Verbundträgheitsmoment ist eine mit n veränderliche Größe.

Es soll nun auch im folgenden noch die geradlinige Spannungsverteilung beibehalten werden,

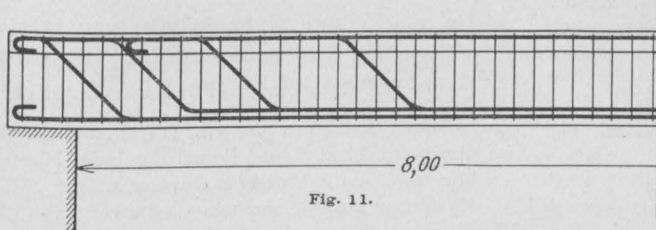


Fig. 11.

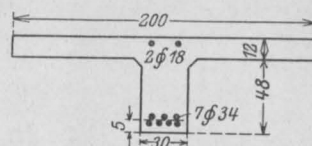


Fig. 12.

betonrechnungsverfahren gestatten, muß hier ein von diesem Verfahren abweichender Rechnungsgang gewählt werden. Denn sonst darf auch eine nur annähernde Übereinstimmung der Rechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen nicht erwartet werden.

In den üblichen Rechnungsverfahren für Eisenbetonbalken wird der Elastizitätsmodul des Betons konstant angenommen bzw. der für Zug Null gesetzt. Gerade diese Annahmen führen zu der Verschiedenheit zwischen Rechnungsspannung und tatsächlicher Spannung. Es müßte somit eigentlich die Verhältniszahl n als eine mit der Spannung veränderliche Größe in die Rechnung eingeführt werden. Bekanntlich führt dieser Versuch aber zu sehr unübersichtlichen Rechnungsmethoden, so daß hier davon abgesehen werden soll.

Sicherlich könnte aber schon eine viel bessere Annäherung als mit konstantem n erzielt werden, wenn man die Verhältniszahl n wenigstens von der Randspannung abhängig machen würde, d. h. von dem Biegungsmoment. Da die elastischen Eigenschaften des Betons von vielen Umständen und auch von seinem Alter abhängig sind, hat es keinen Zweck, eine verwickelte Abhängigkeit von

jedoch mit der Einschränkung, daß bei wachsendem n und M die Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten und deshalb eine mit der Rißlänge wachsende Fläche des Zugquer-

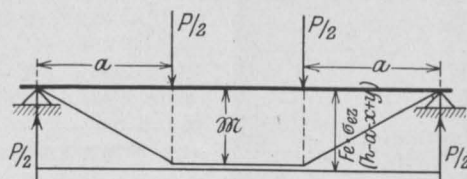


Fig. 13.

schnittes bei der Berechnung der Nulllinie und des Trägheitsmomentes als unwirksam außer Betracht bleiben soll.

Unter dieser Voraussetzung wurden die Trägheitsmomente Θ_v für zwei Balken, einen Versuchsbalken (Fig. 10) (Reihe 2, Heft 10 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton) und einen praktischen Balken (Fig. 11 u. 12) (Eisenbeton und umschnürter Beton von Kleinlogel) berechnet. Die Ergebnisse sind in folgende Zusammenstellung aufgenommen worden.

Zusammenstellung.

Quer- schnitt Fig. 11 u. 12	Rißlänge 0; n = 8			Rißlänge 5 cm; n = 10			Rißlänge 10 cm; n = 12			Rißlänge 20 cm; n = 15		
	x cm	\mathcal{E}_0 cm ³	Θ cm ⁴	x cm	\mathcal{E}_0 cm ³	Θ cm ⁴	x cm	\mathcal{E}_0 cm ³	Θ cm ⁴	x cm	\mathcal{E}_0 cm ³	Θ cm ⁴
I—I	21,5	38 520	1 720 300	21,3	38 020	1 663 400	21,1	37 450	1 648 250	20,8	36 700	1 686 100
II—II	20,8	37 990	1 680 300	20,3	36 970	1 607 700	20,0	36 430	1 584 500	19,4	35 270	1 589 000
III—III	19,9	36 760	1 636 500	19,3	35 720	1 542 400	18,7	34 600	1 504 400	17,8	39 330	1 486 450
IV—IV	19,3	35 030	1 568 500	18,4	33 220	1 457 300	17,7	31 840	1 393 500	16,4	28 900	1 337 370
V—V	18,6	33 160	1 468 000	17,8	31 520	1 324 700	16,8	29 250	1 229 220	15,3	25 825	1 116 670

Fig. 10	Rißlänge 0; n = 8			Rißlänge 5 cm; n = 10			Rißlänge 10 cm; n = 12			Rißlänge 15 cm; n = 15		
	x cm	\mathcal{E}_0 cm ³	Θ cm ⁴	x cm	\mathcal{E}_0 cm ³	Θ cm ⁴	x cm	\mathcal{E}_0 cm ³	Θ cm ⁴	x cm	\mathcal{E}_0 cm ³	Θ cm ⁴
	18,1	7236	206 868	17,54	6693	196 120	17,4	6697	190 071	17,9	6908	206 049

Aus dieser Zusammenstellung kann entnommen werden, daß sich Θ_v bei gleichem F_e mit veränderlichem n nur wenig ändert. Während sich n um 88% ändert, ändert sich gleichzeitig Θ_v um wenig mehr als 10 bis 20%. Man darf daher in Gl. (10) Θ_v gegenüber n als eine unveränderliche Größe ansehen, solange sich der Eisenquerschnitt F_e nicht ändert.

Die Gl. (9) und (10) liefern σ_e als Funktion von \mathcal{M} :

$$\sigma_e = \frac{8(h-a-x)}{\Theta_v} \cdot \mathcal{M} + \frac{7(h-a-x)}{\Theta_v \cdot \mathcal{M}_{\max}} \cdot \mathcal{M}^2 \quad (11)$$

$$\frac{d\sigma_e}{dx'} = \frac{8(h-a-x)}{\Theta_v} \cdot \frac{d\mathcal{M}}{dx'} + \frac{7(h-a-x)}{\Theta_v \cdot \mathcal{M}_{\max}} \cdot 2 \cdot \mathcal{M} \cdot \frac{d\mathcal{M}}{dx'}$$

Im Punkte x' sei die Vertikalkraft des Balkens V .

$$\frac{d\sigma_e}{dx'} = \frac{8(h-a-x)}{\Theta_v} \cdot V + \frac{7(h-a-x)}{\Theta_v \cdot \mathcal{M}_{\max}} \cdot 2 \cdot \mathcal{M} \cdot V \quad (12)$$

$$0 = \frac{d^2\sigma_e}{dx'^2} = 8 \cdot \frac{dV}{dx'} + \frac{14}{\mathcal{M}_{\max}} \left(\frac{d\mathcal{M}}{dx'} \cdot V + \frac{dV}{dx'} \cdot \mathcal{M} \right),$$

$$\frac{dV}{dx'} = -p_x,$$

$$0 = -8p_x + \frac{14}{\mathcal{M}_{\max}} (V^2 - p_x \cdot \mathcal{M}) \dots (13)$$

Da p_x , V und \mathcal{M} Funktionen von x' sind, liefert die Gl. (13) die Wurzeln x' , für welche $\frac{d\sigma_e}{dx'}$ ein Größt- oder kleinstwert wird. Für Balken mit Einzelbelastung kann natürlich die Gl. (13) nicht benutzt werden, weil hierbei die Belastungslinie, Momentenlinie usw. keine stetigen Kurven sind.

Es ist nun zu untersuchen, ob die Gl. (12) u. (13) Werte für x' liefern, die hinreichend genau mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen.

Fig. 13 stellt den Belastungsfall dar, der in den Versuchen Heft 10 und 12 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton benutzt wurde.

Es ist nun zu untersuchen, ob die Gl. (12) u. (13) Werte für x' liefern, die hinreichend genau mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen.

$$\mathcal{M}_{\max} = \frac{P \cdot a}{2};$$

$$\mathcal{M} = \frac{P}{2} \cdot x';$$

$$V = \frac{P}{2}.$$

Setzt man diese Werte in die Gl. (12) ein, so erhält man

$$\frac{d\sigma_e}{dx'} = \frac{h-a-x}{\Theta_v} \cdot \frac{P}{2} \cdot \left[8 + \frac{14 \cdot x'}{a} \right].$$

Dieser Ausdruck wird zu seinem Größt- oder kleinstwert, wenn x' seinen Größt- oder kleinstwert a annimmt.

In der Tat findet von Bach in seinen Versuchen, Heft 10, die größten Bügelverschiebungen

Achse der Änderungen der Strecken w in mm

Messstellen $w_0, w_1, w_2, w_3, w_4, w_5, w_6, w_7, w_8, w_9, w_{10}, w_{11}, w_{12}, w_{13}, w_{14}$

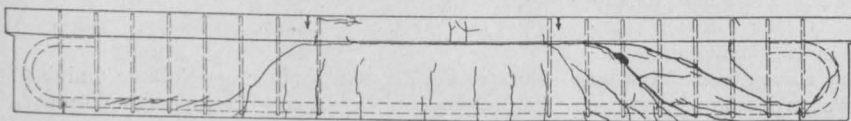


Fig. 14 *)

An der Stelle der größten Bügelkraft soll dieser Ausdruck einen Größt- oder kleinstwert annehmen; daher ist

*) Fig. 14–17 entnommen aus „Deutscher Ausschuss für Eisenbeton“ Heft 10 und 20. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W. 60.

in der Nähe des Lastangriffes und nicht in der Nähe der Auflager und ebenso in der Regel die größten schrägen Risse, ausgehend von der Laststelle und nicht von dem Auflagerpunkt**).

Die größte Bügelverschiebung wird zwar nicht an dem der Last zunächst liegenden, sondern erst an dem zweiten Bügel festgestellt, aber dies ist nicht auffällig, weil die Last in der Nähe ihres Angriffspunktes eine lotrechte Druckspannung σ_y erzeugt, so daß die oben erläuterte Bügelwirkung erst in einem kleinen Abstände von der Laststelle möglich ist. Fig. 14 zeigt in der oberen Kurve die beobachteten Bügelverschiebungen. Aus dieser Figur ist auch zu ersehen, daß die Bügel nur dort (rechts) bedeutende Zugspannungen haben, wo große schräge Risse sind, und geringe (links), wo nur unbedeutendere schräge Risse sich befinden.

Für gleichförmig verteilte Belastung ist in Gl. (13) einzusetzen

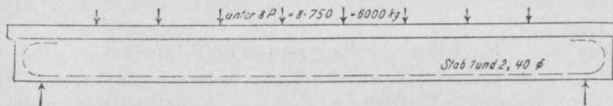


Fig. 15.)

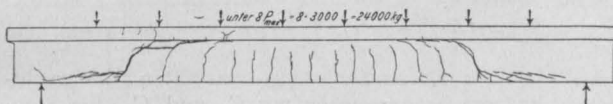


Fig. 16 *)

$$p_x = p,$$

$$M_{\max} = \frac{p l^2}{8},$$

$$V = p \left(\frac{l}{2} - x' \right),$$

$$M = \frac{p l}{2} \cdot x' - \frac{p x'^2}{2}.$$

$$0 = -8p + \frac{14 \cdot 8}{p l^2} \left[p^2 \left(\frac{l}{2} - x' \right)^2 - \frac{p^2}{2} (l x' - x'^2) \right]$$

$$x' = l \left(\frac{1}{2} \pm \frac{\sqrt{6}}{8} \right) = \begin{cases} 0,806 l. \\ 0,194 l. \end{cases}$$

Dies würde bedeuten, daß $\frac{d \sigma_e}{d x'}$ in beiläufig $\frac{1}{5} l$ seinen Größtwert erreicht.

Fig. 15 u. 16 stellen den Balken 606 aus Heft 20 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vor und nach dem Bruch dar. Der Balken hat keine Bügel und keine schrägen Eisen, welche die Rißlinien hätten beeinflussen können, so daß hier der große schräge

Riß gewiß auf das Maximum von $\frac{d \sigma_e}{d x'}$ zurück-

zuführen ist. Tatsächlich befinden sich die großen schrägen Risse in beiläufig $\frac{1}{5}$

Entfernung von den Auflagern.

Hiermit dürfte die praktische Anwendbarkeit der Gl. (12) u. (13) durch die Versuche mit Einzelasten und die mit verteilter Last hinreichend bewiesen sein.

Berechnung der Bügel.

Die Bügel treten somit erst in Wirksamkeit, wenn in dem Balken Risse entstanden sind. Man könnte deshalb die Bügel nur dann richtig be-

rechnen, wenn man zuvor die Stellen kennen würde, an welchen später Risse entstehen werden. Obwohl man diese Stellen nicht genau angeben kann, kann man aber doch zu einer vernünftigen und mit den übrigen Balkenabmessungen in richtigem Verhältnis stehenden Bügelbewehrung gelangen, wenn man die voraussichtliche Rißentfernung schätzt.

Die Versuche haben ergeben, daß in der Regel die Risse an den Bügeln zuerst auftreten, wie dies z. B. aus Fig. 17 (Fig. 118, Heft 10 des

Deutschen Ausschusses) deutlich zu ersehen ist. Man wird daher die eintretende

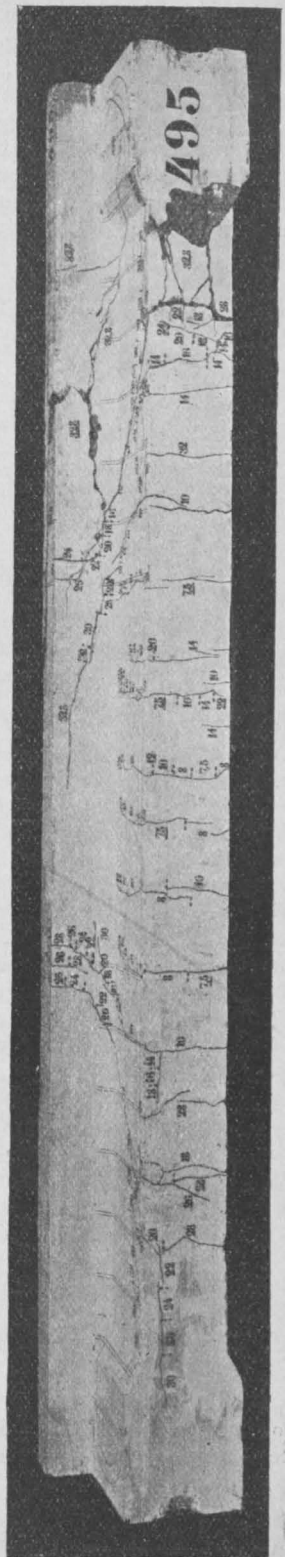


Fig. 17.)

**) Vgl. auch die Bruchlinien der Plattenbalken in „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“, Heft 45 u. 47 von v. Bach.

Rißentfernungsgleich dem Bügelabstand annehmen dürfen. Hierbei sei vorausgesetzt, daß die Bügelentfernung nicht zu groß, vielleicht höchstens gleich der Stegbreite gewählt wird.

Da in den Balken durch Hochziehen der Eisen der Eisenquerschnitt F_e sich absatzweise ändert, ist nun aber noch zu prüfen, ob die Gl. (12) u. (13) auch bei absatzweise veränderlichem F_e noch anwendbar sind.

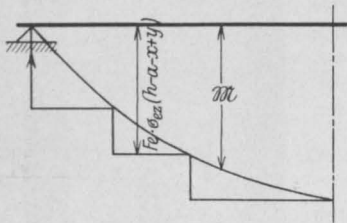


Fig. 18.

Vergleicht man in Fig. 18 den Verlauf der gestaffelten Linie der $F_e \cdot (h - a - x + y) \sigma_{ez}$ (σ_{ez} = zulässige Eisenspannung) mit der Momentenlinie in Fig. 13, so findet man, daß jede Staffel in Fig. 18 dieselben Verhältnisse zeigt, wie Fig. 13.

Da nun in Fig. 13 $\frac{d\sigma_e}{dx'}$ an der Laststelle zu einem Größtwert wurde, wird es auch an jeder einspringenden Ecke der Staffeln in Fig. 18 einen Größtwert annehmen. Der größte dieser Größtwerte muß bei Einzellasten an derjenigen Einzelast eintreten, an welcher die Momentenlinie am steilsten verläuft, und bei gleichförmig verteilter Belastung in $\frac{1}{5}$ Abstand vom Auflager, wobei ungünstigerweise angenommen ist, daß in diesem Abstand sich eine einspringende Ecke nach Fig. 18 befindet.

Nimmt man an, daß die einspringenden Ecken sämtlich auf die Momentenlinie fallen, so ist an allen diesen Stellen σ_e und damit das veränderliche n ein Maximum. In den Gl. (12) u. (13) ist somit für die einspringenden Ecken $\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_{\max}$ zu setzen, so daß ist

$$\left(\frac{d\sigma_e}{dx'} \right)_{\max} = \frac{h - a - x}{\Theta_v} \cdot 22 \cdot V \quad (14)$$

Mit hinreichender Genauigkeit darf man setzen

$$\frac{h - a - x}{\Theta_v} = \frac{1}{n \cdot F_e (h - a - x + y)} = \frac{1}{n F_e \left(h - a - \frac{d}{2} \right)}$$

wobei $n = 15$ zu wählen ist, weil es an einer Stelle mit $\sigma_{e \max}$ angewendet wird,

$$\left(\frac{d\sigma_e}{dx'} \right)_{\max} = \frac{1,467 \cdot V}{F_e \left(h - a - \frac{d}{2} \right)} \quad \dots \quad (15)$$

Dieser Ausdruck ist dann an der Einzellast zu bilden, an welcher die Momentenlinie am steilsten ist, oder bei gleichförmig verteilter Belastung in $\frac{1}{5}$ vom Auflager. Nach Gl. (5) ist nun auch ΔZ bekannt.

$$\Delta Z = \left(\frac{d\sigma_e}{dx'} \right)_{\max} \cdot e \cdot F_e.$$

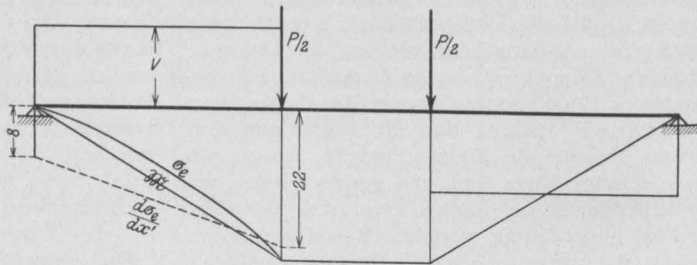


Fig. 19.

Nach der bereits gegebenen Erläuterung sollen die Risse bis zur Nulllinie gehend angenommen werden. Deshalb wird das Konsol der Fig. 8 ein Biegemoment auszuhalten haben.

$$\mathfrak{M}_q = \Delta Z \cdot (h - a - x) = \left(\frac{d\sigma_e}{dx'} \right)_{\max} \cdot e \cdot F_e (h - a - x) \quad (16)$$

Die Dimensionierungskonstanten des rechteckigen Trägers seien mit C_1 und C_2 , die Steg-

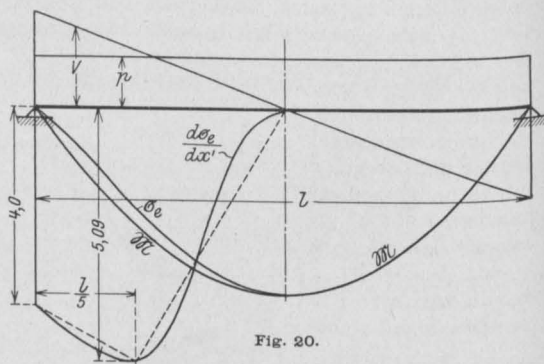


Fig. 20.

breite mit b_1 und der Bügelquerschnitt mit F_q bezeichnet. Der Bügelabstand e ist

$$e = C_1 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}_q}{b_1}}, \quad C_1 = \frac{e}{\sqrt{\frac{\mathfrak{M}_q}{b_1}}} \quad \dots \quad (17)$$

$$C_2 = C_1 \cdot \frac{\sigma_b}{2\sigma_e} \cdot \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b} \quad \dots \quad (18)$$

ist aus einer Konstantentabelle zu entnehmen.

$$F_q = C_2 \cdot \sqrt{\mathfrak{M}_q \cdot b_1} \quad \dots \quad (19)$$

Damit wäre der erforderliche Bügelquerschnitt für die ungünstigste Stelle gefunden, wenn der Bügelabstand e ist.

Es ist nun aber noch die Frage zu lösen, welche Werte sind bei der Bügelrechnung für σ_b und σ_e einzuführen? Hierbei ist zu berücksichtigen, daß ja die Bügel überhaupt erst in Tätigkeit treten, wenn bereits der Balken beschädigt ist, d. h. bereits eine starke Überanstrengung der Baustoffe eingetreten ist, denn sonst können die Risse noch nicht bis zur Nulllinie vorgedrungen sein. Man hat deshalb für das Eisen der Bügel in diesem Zustande eine Spannung nahe der Streckgrenze in die Rechnung einzuführen, und dementsprechend auch eine hohe Betonspannung bis zu 120 kg/cm² zu wählen. An einem Versuchsbalken kann dies nachgewiesen werden. Ich

Bügelquerschnitt in $\frac{1}{5}$ zu $F_q = 3,83 \text{ cm}^2$ ergeben.

Daraus kann man entnehmen, daß häufig die beliebten Umfangsbügel $\phi 8$ an den gefährlichsten Stellen allein nicht ausreichen werden. Aber dieser große Querschnitt ist auch nur an der gefährlichen Stelle und in ihrer nächsten Umgebung nötig, so daß bei richtiger Verteilung der Bügel nicht mehr Bügeleisen nötig ist als jetzt in der Regel angewendet wird.

Zu beachten ist ferner noch, daß $\left(\frac{d \sigma_e}{d x'}\right)_{\max}$ kleiner wird als nach Gl. 15, wenn die einspringenden Ecken der Fig. 18 nicht auf die Momenten-

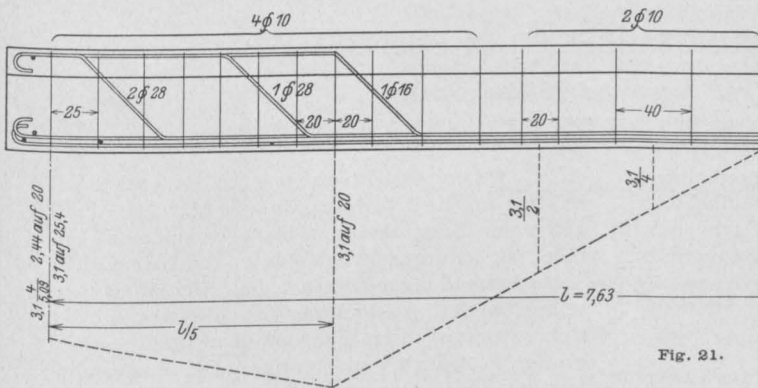
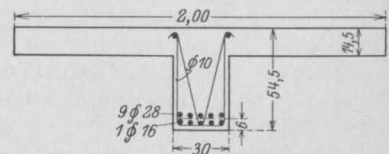


Fig. 21.



linien treffen, weil dann σ_e und n ihre größten Werte an diesen Stellen nicht erreichen. In solchen Fällen ist der Zahlenfaktor $\frac{22}{15} = 1,467$ kleiner zu nehmen.

wähle hierzu die Versuchsreihe 16 in Heft 10 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Die Rechnung soll für die Rißbelastung $\frac{P}{2} = 3500 \text{ kg}$ durchgeführt werden.

$$V = 3500 \text{ kg}, \quad F_e = 25,2 \text{ cm}^2, \quad b_1 = 20 \text{ cm},$$

$$e = 10 \text{ cm}, \quad x = 17,8, \quad a = 4,7,$$

$$h - a - \frac{d}{2} = 30,3 \text{ cm}, \quad h - a - x = 17,5;$$

$$\left(\frac{d \sigma_e}{d x'}\right)_{\max} = 1,467 \cdot \frac{3500}{25,2 \cdot 30,3} = 6,74 \text{ kg/cm}^2,$$

$$M_q = 6,74 \cdot 25,2 \cdot 10 \cdot 17,5 = 29700 \text{ cmkg},$$

$$C_1 = \frac{10}{\sqrt{\frac{29700}{20}}} = 0,260$$

hierzu und zu $\sigma_e = 2800 \text{ kg/cm}^2$ erhält man

$$\sigma_b = 100, \quad C_2 = 0,0014,$$

$$F_q = 0,0014 \sqrt{29700 \cdot 20} = 1,08 \text{ cm}^2.$$

Mit 2 $\phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$ wurden wirtschaftlich tatsächlich die günstigsten Bruchlasten erzielt.

Für den in Fig. 11 und 12 dargestellten Balken würden sich bei einer Belastung von $p = 3340 \text{ kg/m}$, $e = 15 \text{ cm}$, $\sigma_e = 2800$ und $\sigma_b = 120 \text{ kg/cm}^2$ der

Von der Stelle der größten Bügelquerschnitte aus wird man die Bügel geradlinig durch Verminderung der Schnitte bzw. Vergrößerung der Abstände nach den Momentennullpunkten und den Maximalmomentenpunkten zu abnehmen lassen, wie in den Fig. 19 u. 20 durch punktierte Geraden angedeutet worden ist. Es geht aus diesen Betrachtungen auch hervor, daß die Anhäufung der Bügel nur an den Auflagerpunkten unrichtig ist, wie auch die Versuche zeigen. Dagegen sollten in der Nähe der Auflager in verschiedenen Höhen einige wagerechte Quereisen gelegt werden, welche die Längssprengung der Balken vor den Haken verzögern.

In Fig. 21 ist ein Plattenbalken von 7,63 m Stützweite und einer gleichförmig verteilten Belastung $p = 3259 \text{ kg/m}$ dargestellt. Nach den üblichen Bezeichnungen ist:

$$b = 200 \text{ cm}, \quad a = 6, \quad h = 54,5, \quad h - a = 48,5,$$

$$b_1 = 30, \quad x = 16,7, \quad y = 11,3.$$

$$F_e = 57,5 \text{ cm}^2, \quad d = 14,5;$$

in $\frac{1}{5}$ ist:

$$F_e = 9 \phi 28 = 55,42 \text{ cm}^2. \quad \frac{1}{5} = 1,52 \text{ m},$$

$$V_{1/5} = 3259 \left(\frac{7,63}{2} - 1,52 \right) = 7500 \text{ kg},$$

$$h - a - \frac{d}{2} = 41,25, \quad h - a - x = 31,8,$$

$$\left(\frac{d \sigma_c}{d x} \right)_{\max} = 1,467 \cdot \frac{7500}{55,42 \cdot 41,25} = 4,8,$$

$$\text{Bügelabstand } e = 20 \text{ cm},$$

$$M_q = 4,8 \cdot 55,42 \cdot 20 \cdot 31,8 = 168\,000 \text{ cmkg},$$

$$C_1 = \frac{20}{\sqrt{\frac{168\,000}{30}}} = 0,267.$$

Hierzu und zu $\sigma_c = 2800$ ist $\sigma_b = 95$, $C_2 = 0,001\,38$.

$$F_q = 0,001\,38 \cdot \sqrt{168\,000 \cdot 30} = 3,1 \text{ cm}^2,$$

$$4 \cdot \varnothing 40 = 3,14 \text{ cm}^2.$$

In der Fig. 21 ist die Bügelverteilung eingezeichnet, wobei sie nur an drei Punkten berechnet wurde, während die übrige Einteilung hierdurch auch gegeben war. Im ganzen hätten die Bügelquerschnitte in diesem Beispiele etwas kleiner gewählt werden können, weil hier $n = 15$ in $\frac{1}{5}$ nicht erreicht werden wird und deshalb auch für den Zahlenwert 1,467 ein kleinerer hätte eingesetzt werden dürfen.

WIEDERHERSTELLUNGSARBEITEN IM EISENBETONBAU.

Von Prof. Siegmund Müller (Berlin).

(Vortrag in der Jahresversammlung 1914 des Deutschen Beton-Vereins.)

Das Thema der Wiederherstellungsarbeiten im Eisenbetonbau dürfte den meisten Betonfachleuten ein fast gänzlich unbekanntes Gebiet sein; gewiß ein ehrendes Zeugnis für den Eisenbetonbau

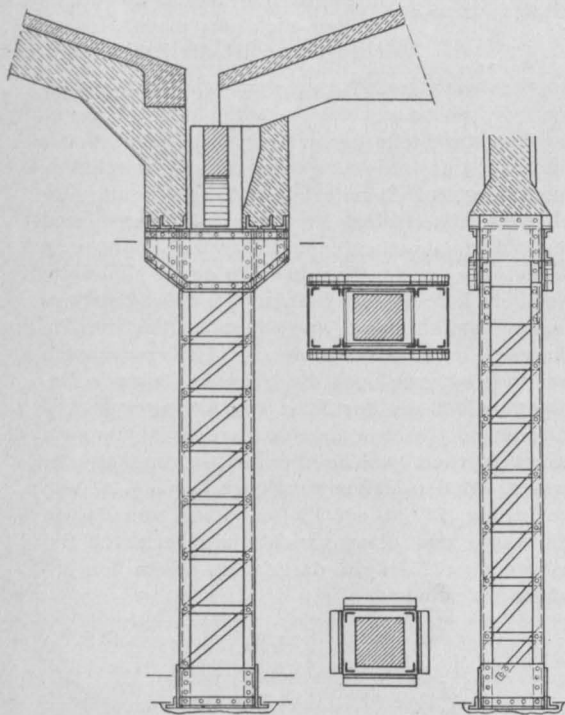


Fig. 1.

Man müßte jedoch weltfremd der Baupraxis mit allen ihren nicht vorherzusehenden Gefahren gegenüberstehen, wollte man behaupten, der Eisenbetonbau allein bedürfe der Rekonstruktion

nicht. Rekonstruktionen gibt es und muß es geben bei jedem Baustoff. Die Zahl der vom Konstrukteur nicht verschuldeten Unfälle ist naturgemäß abhängig von der Größe des Anwendungsgebietes. Im Verhältnis zu seiner weiten Ausbreitung ist die Anzahl der Rekonstruktionen im Eisenbetonbau infolge seiner großen Festigkeit eine geringe. Die Zusammenfassung der hier vorzuführenden Wiederherstellungsarbeiten darf ihrer Zahl wegen nicht zu einer Mißdeutung für den Eisenbetonbau führen; die Beispiele sind aus meiner etwa achtjährigen Praxis auf diesem Sondergebiet zusammengestellt und dürften wohl einen großen Prozentsatz der überhaupt in Deutschland ausgeführten Rekonstruktionen vorstellen. Der hier zu gebende Überblick ist um so weniger zu Ungunsten des Eisenbetonbaues zu deuten, als für die überwiegende Zahl der hier vorgeführten Rekonstruktionen die Ursache in höherer Gewalt gelegen hat, d. h. in nicht vorhergesehenen Stoßwirkungen aus Betriebsunfällen, übermäßig hoher Erhitzung, unzulässiger Fallbelastung anderer Bauteile und mehrfacher Überbelastung durch Nutzlasten und ähnlicher Einwirkungen. Der Überblick über die Entwicklung der Wiederherstellungsarbeiten im Eisenbetonbau soll in erster Linie dem Vorwurf entgegenreten, daß es nicht oder nur schwer möglich sei, etwa entstandene Schäden im Eisenbeton zu beseitigen oder Eisenbetonkonstruktionen zu verstärken.

Die Wiederherstellungsarbeiten im Eisenbetonbau sind zunächst von der Art der zu beseitigenden Schäden abhängig. Die Gesamtgruppe der Rißschäden teilt sich in die Rißschäden der Stützen und in die Rißschäden der Betondeckenkonstruktionen.

Rißschäden in Eisenbetonstützen gehören in

der Praxis des Eisenbetonhochbaues zu den größten Seltenheiten; Stützen werden im Großen und Ganzen reichlich sicher konstruiert.

Im übrigen ist die Verstärkung einer Stütze einfach und bietet kaum Schwierigkeiten. Am besten wird um die alte Säule als Kern ein neuer Betonring gestampft; als Armierung erhält die äußere gestampfte Hohlstütze entweder eine steife Winkelarmierung mit zahlreichen wagerechten Bügeln oder eine fortlaufende Umwicklung.

Von den seltenen Ausführungen auf diesem Gebiete mögen als Beispiele zwei Verstärkungen dienen, die ich vor einigen Jahren ausgeführt habe (Fig. 1 und 2); die Bilder zeigen nur die

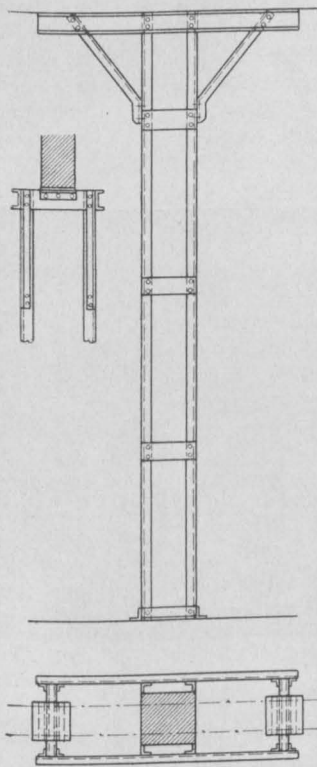


Fig. 2.

Winkelarmierung ohne die neue Umstampaung. Zu den schwierigen Rekonstruktionsfragen im Eisenbetonbau zählen die Verstärkungen der Stützen wohl kaum.

Das Hauptgebiet der Wiederherstellungsarbeiten bieten die Rißschäden in den Eisenbetondecken.

Die Verstärkungen der Betondecken teilen sich in zwei Hauptgruppen, in die Rekonstruktionen der Platten und die Rekonstruktionen der Balken. Die Rißschäden dieser Hauptgebiete sind nicht nach ihrer Anzahl, wohl aber nach ihrer Bedeutung erheblich verschieden.

Die Rißerscheinungen in der Deckenplatte sind mit verschwindenden Ausnahmen durchaus harmlos (Fig. 3). Überwiegend

handelt es sich um unwesentliche Schwindrisse parallel zu den Armierungen der Decken, die nach meinen langjährigen Beobachtungen für die Tragfähigkeit der Platte praktisch fast ohne jede Bedeutung sind. Ebenso unwesentlich sind die häufiger anzutreffenden leichten Eckrisse beim Übergang zur Säule.

Für die Rekonstruktionsarbeiten sind nur die Trennrisse der Deckenplatte im Betondruckgurt von Bedeutung. Hat die Abtrennung der Platte den Druckgurt unzulässig stark geschwächt, so muß die Platte neu an den Balkensteg angeschlossen werden. Bei den von mir ausgeführten Wiederherstellungsarbeiten sind derartige Trennrisse im übrigen nur dort festgestellt worden, wo Konsolarmierungen nicht vorhanden waren.

Die Balkenrisse im Betonsteg sind ihrer Richtung nach entweder rein lotrecht, rein wagerecht oder — und das ist das Hauptgebiet — schräg.

Lotrechte Risse des Untergurts in der Mitte des Plattenbalkens sind fast ausschließlich reine

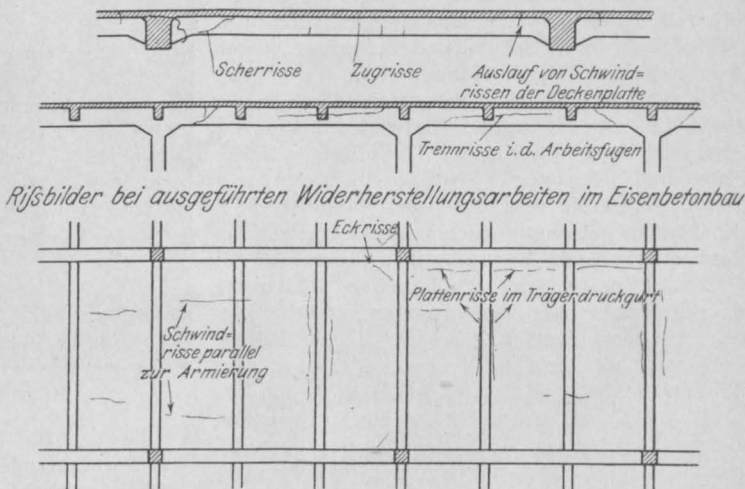


Fig. 3.

Betonzugrisse und hier, soweit der gewöhnliche Hochbau in Frage kommt, nach langjährigen fortlaufenden Beobachtungen an denselben Bauobjekten praktisch genommen fast immer ohne Bedeutung. Lotrechte Zugrisse von oben nach unten auslaufend können in der Nähe der Balkenenden auftreten; sie sind überwiegend Nebenerscheinungen von Schwindrissen aus der Platte. Für die Rekonstruktionen kommen derartige Risse nur dann in Frage, wenn sie sich unter dem Einfluß äußerer Ursachen, insbesondere ungewöhnlicher Stoßwirkungen, durch den ganzen Trägersteg fortsetzen und schließlich die Aufnahme der Querkkräfte gefährden.

Für die Rekonstruktion sind die bei weitem wichtigsten Rißschäden die schrägen Stegrisse:

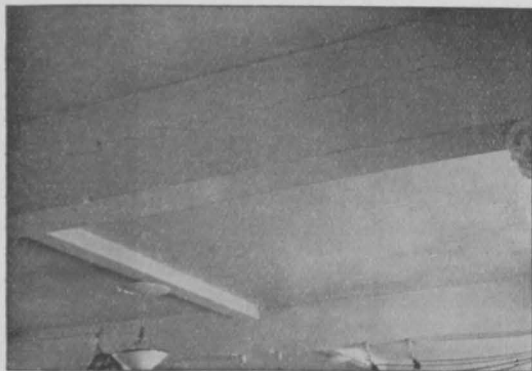


Fig. 4.

die von unten fast unter 45° nach der Balkenmitte in die Deckenplatte hineinlaufenden Schub- und Scherisse. Sie treten gewöhnlich nicht an der Stelle der größten Querkkräfte auf, d. h. unmittelbar neben der Stütze; dort verlaufen die Trajektorien der ideellen Hauptspannungen verhältnismäßig flach. Die Schub- und Scherisse liegen überwiegend im Momentennullpunkt.

Wagerechte Risse im Betonsteg folgen in der Regel den Arbeitsfugen. Entweder liegen sie mitten im Steg oder in der Trennfuge zwischen Platte und Betonsteg. Wo sie überhaupt auftreten, gehen sie weit durch den Träger (Fig. 4) und können bei ungünstigen Voraussetzungen zur Notwendigkeit von Verstärkungen führen.

Zur Diagnose der gefährlichen Bedeutung eines Rißschadens gehört in erster Linie die Festsetzung der Ursachen. Soweit ungewöhnliche Kräfte aus höherer Gewalt eingetreten sind, wird die Entscheidung einfach.

Ist die Rißursache nicht in flagranti erkannt, so muß man bei der Nachforschung nach der Rißursache meinen Erfahrungen gemäß insbesondere auf 3 Punkte hinzielen. Einmal auf die Frage etwaiger Überlastungen im normalen Betrieb; hier



Fig. 5.

liegt der wundeste Punkt für die Ursachen der Rißschäden im Eisenbetonbau. Nach häufigen Beobachtungen gehören doppelte bis dreifache Überbelastungen im Betriebe von industriellen Bauten durchaus nicht zu den Seltenheiten.

Eine zweite häufige Ursache für die entstandenen Rißschäden liegt in den Bewegungen der Fundamente.

An dritter Stelle muß man schließlich auf Fehler im Material oder in der Herstellung achten. Hauptsächlich sind es hier das Ansetzen in den Lagerfugen oder die zu geringe Scheerarmierung, welche die Risse mitverursacht haben.

Rißverlauf und Rißursache sind die wichtigsten kritischen Merkmale für die Diagnose über die Bedeutung eines Rißschadens, d. h. für die Entscheidung der Frage: Ist eine Rekonstruktion notwendig oder nicht?



Fig. 6.

Fortdauernde Beobachtungen langjährig bestehender Rißbildungen in Bauten unter schweren Betriebslasten geben die Berechtigung, an dieser Stelle vor der häufig anzutreffenden Ängstlichkeit zu warnen, die beinahe in jedem auftretenden Riß eine Gefährdung sieht. Gerade im Eisenbetonbau ist eine übereilte ungünstige Beurteilung durchaus nicht berechtigt.

Es gibt sicherlich kaum ein größeres Hochbauwerk ohne sichtbare Deformationen aus lokalen Spannungsüberschreitungen, in welcher Bauweise sein Tragwerk auch konstruiert sein möge. Freilich lassen sich bei Holzbauten, Mauerwerk, Eisenkonstruktionen die Verdrückungen, Ausbauchungen und Rißschäden in der Regel nur durch eine sachverständige Beobachtung erkennen. Die Eisenbetonkonstruktionen zeigen sich insofern besonders ehrlich, als sie ihre Rißerscheinungen infolge der glatten Oberfläche jedem Beobachter, auch dem Laien, deutlich vor Augen bringen.

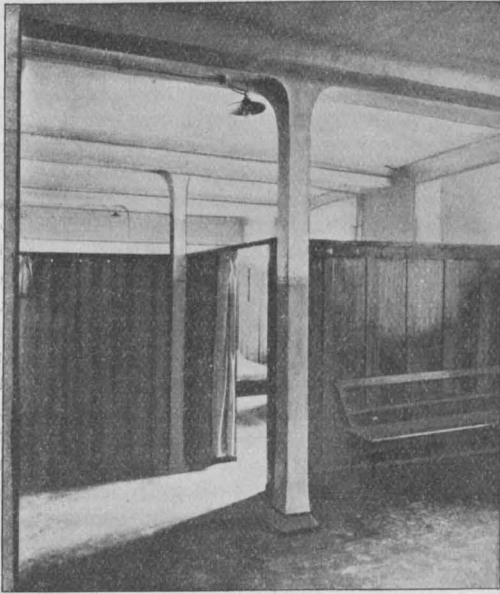


Fig. 7 a.

Wie sehr durch die Umhüllung der Träger, vor allem aber durch den Putz, vorhandene Rißbildungen verdeckt werden können, möge gerade ein Beispiel aus dem Eisenbetonbau zeigen (Fig. 5). Der Träger hatte ausnahmsweise eine kräftige Putzschrift erhalten. Durch heraufstürzende Bauteile waren im Innern dieses Eisenbetonträgers Risse entstanden. Sie wurden nur als ganz kleine Risse in dem Putz, wie aus dem Bilde zu erkennen ist, bemerkt; unter der Putzschrift zeigt sich aber die Rißbildung ganz bedeutend stärker.

Die Gefährlichkeit einer Rißbildung festzustellen, ist eine ungewöhnlich schwierige Aufgabe. In erster Linie setzt sie eine theoretische Untersuchung des Tragwerkes unter Berücksichtigung der Rißerscheinungen voraus. Die Hauptschwierigkeit liegt jedoch in der allein durch Erfahrung bedingten baulichen Untersuchung und Beobachtung der Rißschäden.

Zunächst muß festgestellt werden, ob es sich um einen toten oder einen lebendigen Riß handelt, d. h. ob die Risse zur Ruhe gekommen sind oder ob ein weiteres Fortschreiten der Risse bemerkbar ist. Daneben gibt es jedoch eine große Anzahl anderer derartig schwierig zu beurteilender Merkmale, daß die zuverlässige Entscheidung über die Gefahr einer Rißbildung nur nach langjährigen Erfahrungen auf diesem Sondergebiet getroffen werden kann; im Rahmen eines Vortrages kann hierauf nicht näher eingegangen werden.

Ist die Tragfähigkeit eines Eisenbetonkörpers infolge eines Rißschadens unzulässig herabge-

mindert, so entsteht die wichtigste Alternative: Neuaufbau oder Rekonstruktion.

Weite Kreise des Betonbaus dürften auch heute noch die Möglichkeit einer Rekonstruktion von Eisenbetonträgern skeptisch beurteilen. Auch ich bin vor Jahren an dieses Sondergebiet recht vorsichtig herangetreten.

Nach den heutigen Erfahrungen ist bei Rißbeschädigungen und Unfällen noch während der Ausführung im allgemeinen zu einem Abbruch und Neuaufbau zu raten. Bei Bauwerken im Betriebe ist dagegen in erster Linie zunächst die Möglichkeit einer Rekonstruktion ins Auge zu fassen. Sie ist nicht nur im allgemeinen wirtschaftlich erheblich günstiger, vor allem hat sie den garnicht hoch genug zu bewertenden Vorteil

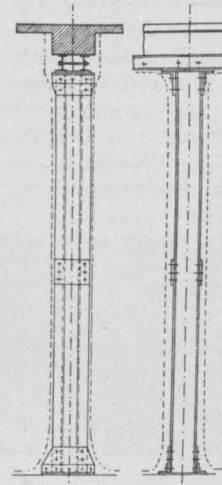


Fig. 7 b.

einer zeitlich und räumlich wesentlich geringeren Betriebsstörung des Bauwerks. Schließlich, und das ist auch nicht zu unterschätzen, vermeidet die Rekonstruktion den zweifellos wenig günstigen Eindruck eines vollständigen Abbruchs.

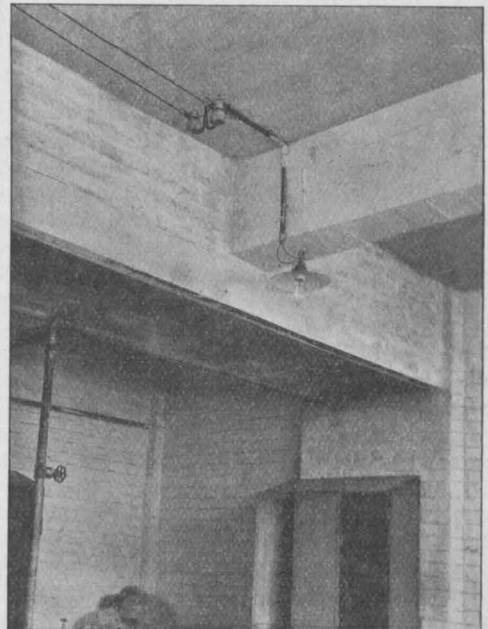


Fig. 8.

Teil I.

Wiederherstellungsmethoden unter Zuhilfenahme fremder selbständiger Tragwerke:**Mittelbare Rekonstruktionen.**

Von den Wiederherstellungsmethoden, die ein geschwächtes Betontragwerk für seinen Benutzungszweck wieder brauchbar machen sollen, mögen zunächst diejenigen Bauweisen vorweg genommen werden, welche auf der Einfügung von fremden Tragkörpern beruhen, die mit dem Wesen des zu verstärkenden Eisenbetontragwerkes nichts zu tun

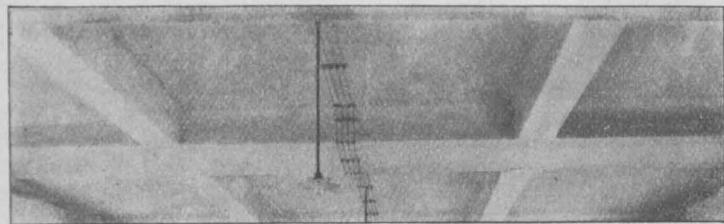


Fig. 9 a.

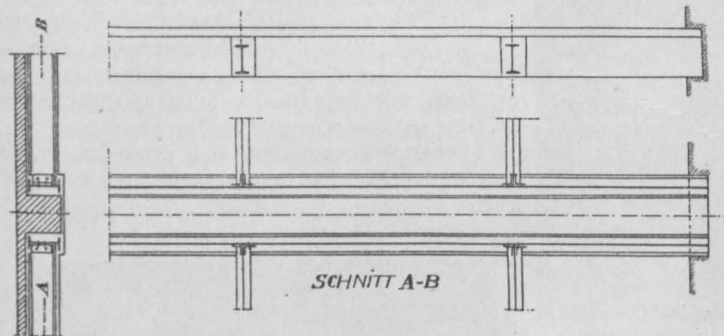


Fig. 9 b.

haben. Solche Methoden sind ihrer Wirkung nach immer unharmonisch, ja in den meisten Fällen auch unvollkommen; sie sind zum mindesten teuer und stören den Charakter der Bauanlage.

Hierzu gehört in erster Linie die Verringerung der Stützweiten durch Einfügen neuer Stützpunkte. Das einfachste Mittel ist der Einbau eines Pfeilers mitten unter dem Betonträger (Fig. 6). Selbstverständlich läßt sich dies Hilfsmittel nur in dem untersten Geschoß anwenden, wo die Fundierung keine Schwierigkeiten bereitet. Die Abbildung zeigt das Kellergeschoß eines Bauwerks, in dem die Eisenbetonträger wegen einer mehrfachen Erhöhung der Nutzlasten im Erdgeschoß durch eine große Anzahl von Pfeilern unterstützt worden sind. Natürlich sind die Räume in ihrer Benutzung außerordentlich beschränkt worden. Überdies entspricht der Erfolg der Verstärkung durchaus nicht der aufgewendeten Mühe und Kosten.

Zur Aufnahme der negativen Momente über

den neuen Stützen fehlen allermeist mitten in den Trägern die Armierungen; daher können leicht erst recht neue Risse entstehen.

Die Säulen lassen sich selbstverständlich auch in Eisenkonstruktion ausführen (Fig. 7).

Das Beispiel gibt eine von mir vor Jahren ausgeführte Verstärkung in einem größeren Lazarettbau, in dem die Betonträger durch äußere unzulässige Wirkungen stark beschädigt worden sind. Da in der Mitte Stützen angebracht werden konnten, so habe ich damals zu diesem Hilfsmittel gegriffen. Um aber die negativen Momente über den neuen

Stützpunkten nicht zu hoch werden zu lassen, sind unter die Eisenbetonträger noch besondere eiserne Träger untergezogen worden. Fig. 7a gibt eine photographische Abbildung, während Fig. 7b eine geometrische Darstellung enthält.

Jedenfalls kommt der Einbau neuer Stützpunkte nur in seltenen Fällen in Frage. Man muß bei solchen Verstärkungen stets mit großer Vorsicht vorgehen.

Statt durch mittlere Säulen lassen sich neue Stützpunkte auch durch neu eingelegte Unterzüge gewinnen.

In einem Falle waren durch einen schweren Schmiedeamboß (Fig. 8), den man weder bei der Berechnung noch bei der Konstruktion des Betonträgers vorgesehen hatte, starke Risschäden aufgetreten; gerade unter dem Amboß konnte ein neuer Stützpunkt durch unter-

gelegte eiserne Unterzüge gewonnen werden. Der ganze Raum bis zur Decke wurde kräftig ausgemauert, um die Schwingungen aus den Stößen des Amboßes durch große Gewichtsmassen so gut wie möglich aufzuheben.

Unharmonisch nicht weniger als das Einfügen neuer Stützpunkte ist das Einfügen neben- und untergelegter Eisenträger, so einfach diese Methode auch zunächst erscheinen mag und so gerne und vorschnell sie von manchem vorgeschlagen werden mag.

Die Rekonstruktion durch Eisenträger ist im Grunde genommen eine teilweise oder völlige Ausschaltung der beschädigten Eisenbetonbalken. Bei meinen eigenen Rekonstruktionsarbeiten sind vor Jahren die Träger ein wichtiges Hilfsmittel gewesen, wenigstens solange keine Erfahrungen über Wiederherstellungsarbeiten in Eisenbeton vorlagen.

Eiserne Träger werden entweder unter den Balkensteg gelegt oder neben dem Steg ange-

geordnet. In jedem Falle ist ein Raumverlust vorhanden.

Untergelegte Eisenträger erfordern einen nicht unbeträchtlichen Höhenverlust, wenn sie in erheblichem Maße mit zur Wirkung kommen sollen. Nebengelegte Träger ergeben, solange sie nur bis zur Stegunterkante gehen, zum mindesten einen Breitenverlust. Höhen- und Breitenverlust entsteht, wenn nebengelegte Träger unter den Betonsteg herabgezogen werden müssen.

Spiele Raumverlust und als wichtigster Punkt finanzielle Fragen so gut wie keine Rolle, dann kann die Trägerunterstützung gewiß in Erwägung kommen, besonders wenn die Risse auf das Material zurückzuführen sind, so daß Rißbeschädigungen im ganzen Träger befürchtet werden können.

Auch läßt sich in einfachen Fällen und bei geringen Spannweiten die Trägerunterstützung unter Umständen ziemlich schnell einbauen. Schließlich spricht zu ihren Gunsten, daß sie Stemmarbeiten im Balken selbst fast ganz vermeiden läßt. Ohne Stemmarbeiten in den Seitenmauern wird man freilich nur dann auskommen, wenn selbständige Stützen neben die Mauer gestellt werden, ein Hilfsmittel, das recht kostspielig werden kann.

Sind die zu verstärkenden Träger von erheblicher Länge, so ist nach meinen Erfahrungen das Einbringen eiserner Träger zeitraubend und mühevoll. Auch sind in einigen Fällen beim Einbringen der langen Träger nicht unerhebliche konstruktive Schwierigkeiten zu überwinden gewesen. So mußten bei einer Verstärkung die Träger infolge ihrer großen Länge von außen durch die Fenster mit Hilfe eines besonderen Kranes eingehoben werden. Dann bietet das Auflagern der Träger in der Praxis viel mehr Schwierigkeiten, als man im ersten Augenblick annimmt. In die bereits vorhandenen Stützmauern müssen weite Schlitze eingestemmt werden, um die schräg aufzuziehenden Träger in ihre richtige Lage zu bringen.

Eine konstruktiv wichtige Frage ist die Übernahme der Lasten aus der Eisenbetonkonstruktion in die Trägerroste. Verhältnismäßig einfach wird die Aufgabe nur dann, wenn die Träger unter die Eisenbetonbalken gelegt werden können. In diesem Falle ist nur die Fuge zwischen Träger und Betonsteg sorgfältig auszustampfen. Um weitere Rißbildungen im Eisenbetonsteg zu vermeiden, muß, wie bei allen Verstärkungen durch Fremdkörper, der Träger von vornherein kräftig gegen den Betonbalken angespannt werden — sei es durch Einschlagen von Flachkeilen oder Hochtreiben der Rüstung —, d. h. er muß einen Teil der im Betonbalken vorhandenen Kräfte von vornherein übernehmen.

Wesentlich ungünstiger ist die Kraftübernahme bei nebengelegten eisernen Trägern. Be-

sonders schwer läßt sich die Aufgabe erfüllen, die beiden seitlichen Träger gleichmäßig zur Unterstützung heranzuziehen.

Bei der in Fig. 9 dargestellten, von mir vor Jahren ausgeführten Trägerverstärkung sind die nebengelegten Träger durch die Platte hindurch von Balken zu Balken verbunden worden; einmal um die Kräfte aus der Platte möglichst gut zu übernehmen, dann um die Träger seitlich auszusteuern.

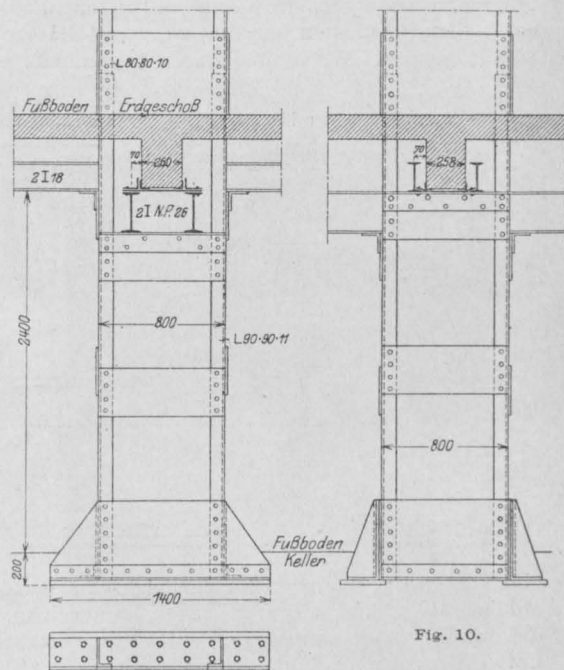


Fig. 10.

Eine alleinige Abstützung der Platte direkt auf den nebengelegten Längsträger neben dem Betonbalken kann leicht gefährlich werden, da beim Aufbringen der Nutzlast die Platte vom Steg um so eher abreißen kann, je kräftiger die nebengelegten Verstärkungsträger sind.

Die Lastübertragung (Fig. 10), wie sie bei einer kürzlich veröffentlichten Trägerunterstützung zu erkennen ist, dürfte ebenfalls nicht besonders zu empfehlen sein. Man hat hier die beiden Unterflansche durch ein Bindeblech verbunden, auf welches sich der Betonbalken direkt abstützt. Ob die Träger mit solcher Verbindung aus dem Eisenbetonbalken überhaupt erhebliche Kräfte aufnehmen, erscheint fraglich.

Eine befriedigende Lösung zur Aufnahme der Kräfte aus den Betonträger ergibt sich bei nebengelegten Trägern ohne Stemmarbeit im Balken nur dann, wenn die Träger unter den Betonbalken so weit heruntergezogen werden, daß kleine steife Querträger eingelegt werden können.

Der schwächste Punkt in den Trägerrosten liegt aber auf der finanziellen Seite. Man muß

der Sicherheit halber die Trägerroste häufig für einen unnötig hohen Teil der aufzunehmenden Gesamtlast dimensionieren. Träger und Betonbalken bleiben dauernd getrennte Tragglieder. Die Gefahr ist nicht ausgeschlossen, daß sie hintereinander zur Wirkung kommen und daß der beschädigte Eisenbetonbalken seine Tragfähigkeit nahezu ganz verlieren kann, ehe der Träger zur Wirkung kommt.

Die vorerwähnten Schwierigkeiten müssen bei Trägerverstärkungen für schwere Betonbalken unter allen Umständen beachtet werden. Daß sie sich in gewisser Weise überwinden lassen, möge

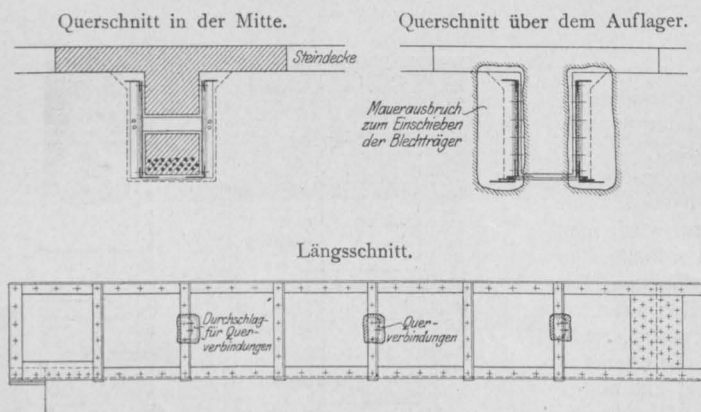


Fig. 11.

eine von mir vor verhältnismäßig kurzer Zeit ausgeführte Verstärkung durch Eisenträger zeigen, die, was Eisenrekonstruktionen anlangt, die letzte Entwicklungsstufe dieser Arbeiten darstellt (Fig. 11).

Die Hauptpunkte seien nochmals zusammengefaßt:

1. Möglichst geringer Höhenverlust.
2. Geringer Breitenverlust.
3. Sichere Kraftübernahme.
4. Gute Verbindung der beiderseits getrennt liegenden Träger.

5. Möglichste Sicherung der gemeinsamen Wirkung zwischen Eisenträger und Betonsteg. Das vorgeführte Bild zeigt einen Betonbalken, der durch den Zusammensturz einer Seitenmauer und des Dachgerüsts verletzt worden ist. Die äußeren Verstärkungsträger sind als zwei unsymmetrische Blechträger angeordnet worden, bei denen der Obergurt nach außen, der Untergurt nach innen zeigt. Als Höhenverlust ergaben sich nur wenige Zentimeter; der Breitenverlust einschließlich des Verstärkungswinkels für den Blechträger beiderseits betrug je 10 cm. Der nach innen gezogene Untergurtwinkel dient zur

Balkenunterstützung; ein Hauptteil der Last wird aber direkt durch Querverbindungen mitten durch den Betonsteg übernommen. In regelmäßigen Abständen wurden durch den Balken Querschläge durchgetrieben und hochkantige Flacheisen eingelegt. Diese Flacheisen geben eine sichere Verbindung der beiden halben Blechträger und übernehmen die Last direkt aus den Betonbalken. Die Zwischenräume zwischen Träger und Betonsteg wurden satt ausgestampft, ebenso die Fuge zwischen Blechträgergurt und Platte. Durch die Ausstampfung wurden die beiden Tragglieder

Blechträger und Betonbalken, fortlaufend miteinander verbunden, so daß eine gemeinsame Wirkung gesichert erschien. Unter solchen Voraussetzungen konnten die Blechträger für $\frac{2}{3}$ der Gesamtlast berechnet werden.

Mit diesem Überblick seien die unharmonischen Rekonstruktionen der Eisenbetonbauten durch Fremdkörper abgeschlossen. Wir treten an die Frage der Wiederherstellungsarbeiten nur an den Rißstellen selbst, ohne Änderung der grundlegenden Innenwirkung im Eisenbetontragwerk.

(Fortsetzung folgt.)

NEUE VERSUCHE, KONSTRUKTIONS- UND SCHMUCKFORMEN BEI SCHLEUDERHOHLMASTEN.

Von Geheimrat Professor M. Foerster (Dresden).

Schon mehrfach ist in dieser Zeitschrift der von der Firma Dyckerhoff & Widmann in Cossebaude-Dresden auf ihrem Werke hergestellten Stahlbetonhohlmasten Erwähnung getan worden*),

*) Vgl. u. a. diese Zeitschrift 1909 S. 89, 1910 S. 430, 1912 S. 26 und 1913 S. 27.

namentlich im Hinblick auf die Reihen wissenschaftlicher Versuche, welche die Festigkeitseigenschaften dieser besonderen Verbundart klarlegen und für sie rechnerische Grundlagen schaffen sollten. Die im besonderen in A. B. 1913 Heft I beschriebenen, diesbezüglichen Versuche sind im vergangenen Jahre in systematischer Weise mit

im normalen Fabrikbetriebe hergestellten Masten fortgesetzt worden und haben wiederum das Ergebnis geliefert, daß die Tragfähigkeit der mit Martinstahl bewehrten Masten sehr erheblich höher ist als der mit Flußeisen armierten, und ferner gezeigt, daß mit der Vermehrung der Eisenquerschnitte angenähert proportional deren Einfluß auf die Bruchfestigkeit der Masten steigt. In letzterer Hinsicht ergab sich, daß bei einer durchgehenden Bewehrung von 3% die 9,00 m langen, auf 2,20 m Länge eingespannten Masten mit Stahleinlagen i. M. etwa 1300 kg, bei Flußeisenbewehrung nur rd. 1000 kg gegenüber der zu 200 kg festgesetzten Nutzlast trugen; bei einer

$$\sigma = K_1 + (\varphi - 1) K_2.$$

Aus den Versuchen folgt für Flußeisenbewehrung

$$K_1 = 190; K_2 = 6,$$

während für Stahl sich

$$K_1 = 220; K_2 = 18$$

ergibt und demgemäß für diese Eisenarten die Bruchspannung bei den Versuchen lautet:

$$\sigma_{\text{Fl. E.}} = 190 + (\varphi - 1) 6 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_{\text{St.}} = 220 + (\varphi - 1) 18$$

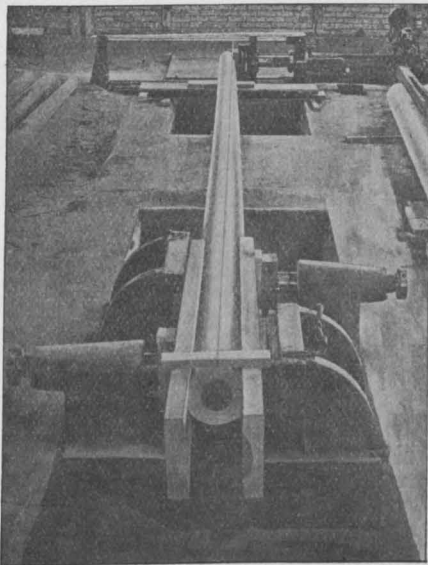


Fig. 1 a.

Belastung 350 kg. Abbiegung 63 mm.

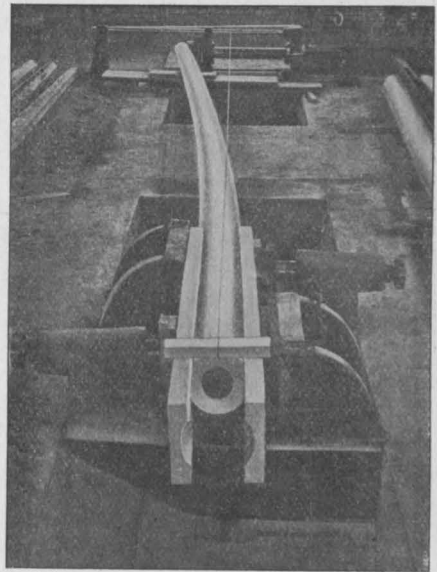


Fig. 1 b.

Belastung 1670 kg. Abbiegung 505 mm.

Armierung von 10% stellten sich die gleichen Zahlen auf i. M. 3200 bzw. 2000 kg. Während im ersten Falle (bei 3% Eisen) eine Tragfähigkeitsvermehrung um rd. 33,3 vH. eingetreten war, betrug sie mithin im zweiten Falle (bei 10% Eisen) sogar 60%. Es erscheint also bei den Schleudermasten durchaus wirtschaftlich, erheblich tragfähigeres Stahlmaterial zur Verwendung zu bringen.

Die Versuche scheinen ferner zu erweisen, soweit sich bei der immerhin noch beschränkten Anzahl der Versuchskörper ein Schluß ziehen läßt, daß die Bruchbiegespannung der Masten sich aus einer Materialkonstanten, vorwiegend bedingt durch den Beton, aber auch beeinflusst durch das Eisenmaterial, plus einer zweiten vom Bewehrungsverhältnisse (φ) beeinflussten Größe zusammensetzt, und zwar in der Form erscheint:

Bezeichnet man mit P_0 die wagerechte Bruchlast an der Mastspitze, mit l_0 ihren Hebelarm, bezogen auf die Einspannungsstelle, mit r_0 den äußeren Halbmesser des Mastes hierselbst, und mit J das entsprechend den Ausführungen in A. B. 1909 S. 88 berechnete Trägheitsmoment (für $n = 15$), so ergibt sich die Bruchlast zu

$$P_{0 \text{ Fl. E.}} = \frac{\sigma J}{r_0 l_0} = \frac{190 + (\varphi - 1) \cdot 6}{r_0 \cdot l_0} \cdot J$$

bzw.

$$P_{0 \text{ St.}} = \frac{220 + (\varphi - 1) \cdot 18}{r_0 l_0} \cdot J.$$

Hieraus folgt die zulässige Belastung (P_1) bei vierfacher Sicherheit zu:

$$P_{1 \text{ Fl. E.}} = \frac{42,5 + (q - 1) \cdot 1,5}{r_0 l_0} \cdot J$$

$$P_{1 \text{ St.}} = \frac{55 + (q - 1) \cdot 4,5}{r_0 l_0} \cdot J^*.$$

Zudem sollten die Versuche auch darüber Aufschluß geben, ob bei der Herstellung des

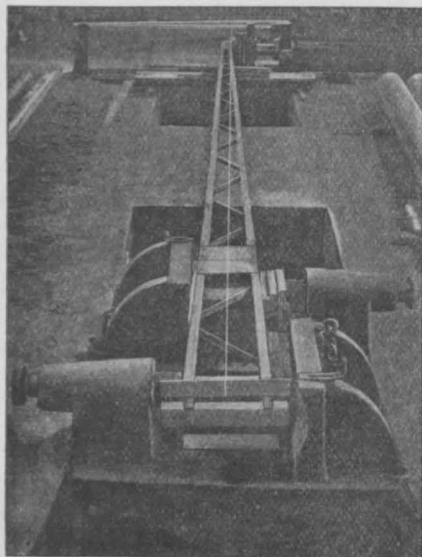


Fig. 2 a.

Belastung 220 kg. Abbiegung 92 mm.

Eisengerippes eine der beiden Spiralen und zwar die innere entfallen könne. Wenn auch die Versuchsergebnisse gezeigt haben, daß die Bruchfestigkeit nur unerheblich von dieser, die Längsstäbe zusammenhaltenden Drahtbewehrung beein-

*) Wendet man zur Kontrolle obige Gleichungen auf die Versuchsergebnisse an, so ergibt sich

- a) Für Flußeisen: $r_0 = 15$; $l_0 = 680$ cm; $q = 3$ bzw. 10;
 $J = 50\,340 \text{ cm}^4$ bzw. $= 85\,000 \text{ cm}^4$ für $n = 15$.

$$\begin{aligned} P_0 &= \frac{190 + 2 \cdot 6}{15 \cdot 680} \cdot 50\,340 & \left. \begin{array}{l} \text{i. M. 983 kg} \\ \text{Versuchs-} \\ \text{ergebnis} \end{array} \right\} \\ &= 980 \text{ kg} \\ P_0 &= \frac{190 + 9 \cdot 6}{15 \cdot 680} \cdot 85\,000 & \left. \begin{array}{l} \text{i. M. 2020 kg} \end{array} \right\} \\ &= 2020 \text{ kg} \end{aligned}$$

- b) Für Stahl, Zahlen wie oben:

$$\begin{aligned} P_0 &= \frac{220 + 2 \cdot 18}{15 \cdot 680} \cdot 50\,340 & \left. \begin{array}{l} \text{i. M. 1280 kg} \\ \text{Versuchs-} \\ \text{ergebnis} \end{array} \right\} \\ &= 1260 \text{ kg} \\ P_0 &= \frac{220 + 9 \cdot 18}{15 \cdot 680} \cdot 85\,000 & \left. \begin{array}{l} \text{i. M. 3200 kg} \end{array} \right\} \\ &= 3180 \text{ kg} \end{aligned}$$

flußt wird, so hat sich doch ergeben, daß beide Spiralen einen sehr erheblichen Einfluß auf die Größe der Durchbiegung des Mastendes besitzen und Masten mit nur einer Spirale allzu elastisch werden. Diese Beobachtung hat dann zu der Neuerung geführt, sogar neben der äußeren Spirale noch eine dritte ihr entgegengesetzte, in weiten Windungen verlaufende anzuordnen, um die Steifigkeit des Gerippes zu vergrößern, und somit zugleich seine Formänderung beim Einbringen in die Hohlform und beim Beginne des Schleuderverfahrens auf ein Geringstmaß zu beschränken. Mit dieser dritten Spirale ist es dann auch erreicht worden, die Ausbiegung der Masten an der Spitze bei normaler Nutzlast auf nur $\frac{1}{2}\%$ der freien Länge, bei doppelter Belastung auf $1\frac{1}{2}\%$ zu beschränken.

Recht interessant verlief ein vergleichender Versuch zwischen einem gleichtragfähigen Schleudermaste und einem normalen Eisenmaste in der Form, wie er sehr vielfach für Leitungszwecke verwendet wird, gebildet aus 2 \square -Eisen N, Prf. Nr. 8 mit zwischen ihnen eingefügten in Dreiecksform verlaufenden, aus Flacheisen (also schlecht, weil nicht knicksicher) gebildeten Versteifungsdiagonalen; beide Masten sollten bei 8 m Gesamt- und 6,50 m freier Länge eine Nutzlast von 200 kg tragen, also bei 4facher Sicherheit

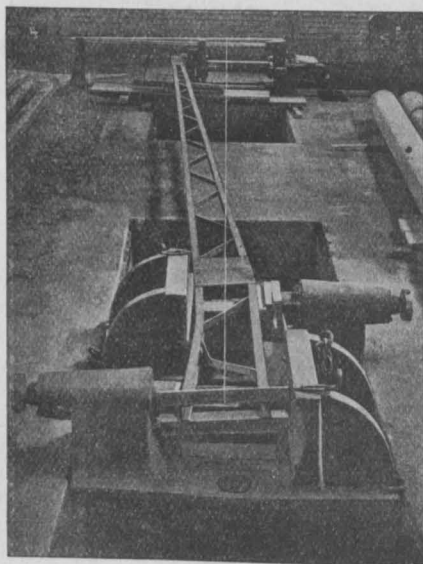


Fig. 2 b.

Belastung 440 kg. (Bruchstadium.)

eine Bruchlast von 800 kg aushalten. Das aus der Abb. 1 a u. b sowie 2 a u. b ersichtliche Versuchsergebnis ergab zunächst im Hinblick auf die Ausbiegungen, daß der Schleudermast bei einer Be-

lastung von 350 kg > $1\frac{1}{2}$ fache Nutzlast eine Abbiegung von nur 63 mm d. h. etwa 1% seiner freien Länge zeigte, während der Eisenmast bei 220 kg Belastung um 92 mm abgebogen war, d. h. $1\frac{1}{2}$ %. Während weiter der Schleudermast zum Schlusse 1670 kg*), d. h. das 8,3fache seiner berechneten Nutzlast trug und zwar bei einer Schlußabbiegung von sogar 505 mm, brach der

Heft 1 erwähnten Prüfungsmaschine und in der dort mitgeteilten Weise durchgeführt.

Neben der wissenschaftlichen Erforschung der Schleudermaste ist aber auch der Verbesserung der äußeren Form der Masten eine stete Beachtung geschenkt worden. Die Abb. 3—7 mögen hierfür den Beweis liefern und zugleich zeigen, wie die Schleudermasten allen an sie gestellten Anforderungen zu genügen vermögen, wie sie mit breit ausladenden eisernen Armen (Abb. 3) versehen werden können, oder (Abb. 4) an ihrem Sockel in organischer Weise mit einem Schalthaus und Speisepunkt verbunden werden, weiter als Prunkkandelaber für Gas- und elektrisches Licht mit weithin reichenden unteren und oberen Armen versehen (Abb. 5 u. 6) oder endlich (Abb. 7) mit Plattformen zur Aufnahme von Blumenschmuck und am Sockel anschließender Ruhebänk ausgebaut werden können. Hierbei ist es in neuerer Zeit auch erreicht worden neben der ausgezeichneten steinmetzgemäßen Behandlung aller Außenflächen, die gesamten Masten einschließlich ihrer bis 2,0 m herausragenden Lampenträger vollkommen monolithisch, d. h. in Eisenbeton zu erbauen und in die bewehrten Auslegerarme kleine Kanäle oder Rohre einzubetten, die der Zuleitung

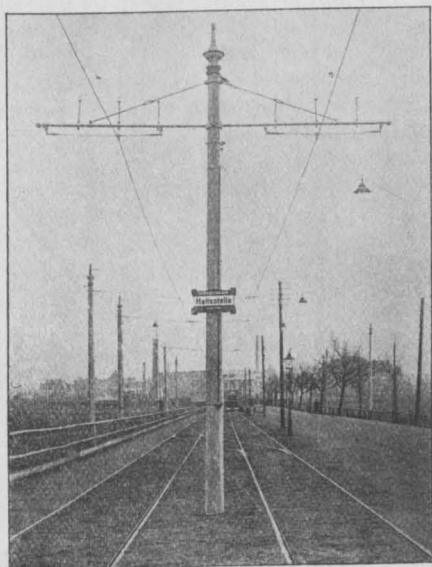


Fig. 3.

Schleudermast mit Weitspannung im Netz.
Flugplatz Kaditz bei Dresden.

Eisenmast, infolge seiner schlechten Aussteifung und deren Einknickung schon bei 440 kg. Wenn man naturgemäß diesen Versuch auch nicht verallgemeinern darf, wegen der falschen — allerdings sehr üblichen — Bauart des Eisenmastes, so beweist er doch immerhin, daß einerseits bei Normalbelastung der Schleudermast in seinem elastischen Verhalten dem Eisenmast zum mindesten gleichkommt und andererseits die hier zum Vergleiche herangezogene übliche Eisenkonstruktion dem gleichtragfähigen Eisenbetonschleudermaste ganz erheblich unterlegen war.

Alle Versuche wurden mit der in A. B. 1913

*) Bei der Belastung von 1550 kg traten die ersten Risse auf der Zugseite auf, die aber nach Entlastung fast vollständig wieder verschwanden. Die Bewehrung des Einspannungsquerschnittes von 268 mm äußerem Durchmesser und 65 mm Wandstärke war durch 16 Stahldrähte von je 12 mm \varnothing bewirkt; das Verhältnis der Bewehrung betrug mithin rd. 4,3% und die Summe der Eisenquerschnitte 18,10 cm² gegenüber 22,0 cm² bei beiden C-Eisen Nr. 8 des Eisenmastes; es zeigt sich mithin auch hier, wie günstig die Vereinigung von Stahl und Beton wirkt.

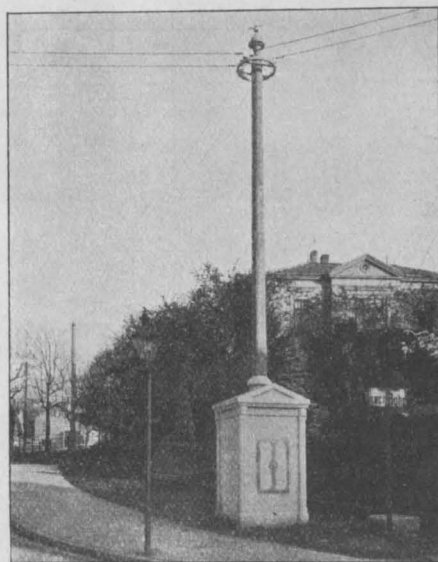


Fig. 4.

Schleudermast mit Schalhaus und Speisepunkt
in der Gartenstraße in Meiningen.

von Gas und Elektrizität auf einfachste und sicherste Weise dienen, deren Hauptzuleitung im Hohlraum des Schleudermastes selbst ihre naturgemäße Lage findet.

Mit Recht bemüht man sich heut, alle Bauten

auch ästhetisch befriedigend zu gestalten und dafür zu sorgen, daß sie sich ohne Störung und in durchaus harmonischer Art in ihre Umgebung

den Holz- oder Eisenbauten, so wird jeder unbefangene Beurteiler anerkennen müssen, daß hier ein für die Allgemeinheit wertvoller, in städtebau-



Fig. 5.

Gaskandelaber auf dem Fischmarkt in Graudenz, vollständig in Eisenbeton hergestellt.



Fig. 6.

Gaskandelaber auf dem Falke-Platze in Chemnitz. Auslegerarme in Eisenbeton mit 2 m Ausladung. Lichtpunkthöhe 13.7 m über Straße.

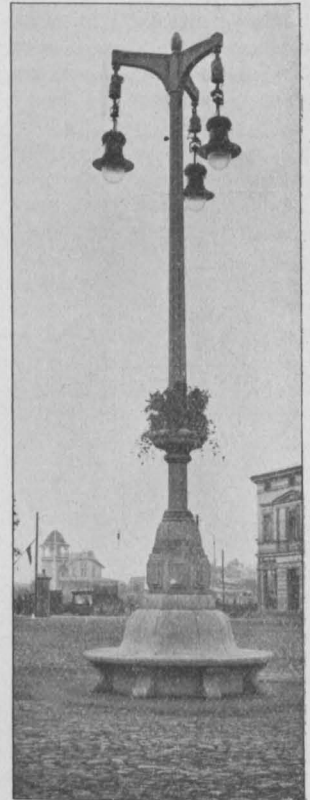


Fig. 7

Prunkkandelaber auf dem Marktplatze in Swinemünde, vollständig in Eisenbeton hergestellt.

in Stadt und Land einfügen. Vergleicht man unter diesem Gesichtspunkte die neueren, vorstehend dargestellten Eisenbeton-Schleudermasten mit den bekannten, dem gleichen Zwecke dienen-

licher Beziehung hoch beachtenswerter Fortschritt vorliegt. Mögen dem Eisenbetonbau in dieser Richtung noch weitere Erfolge beschieden sein!

BEWÄLTIGUNG GROSSER BETONMASSEN.

Von Dipl.-Ing. W. Gercke (Wilnersdorf).

In Engineering Record Vol. 69 Nr. 8 Seite 216 lesen wir hierüber folgende interessante Mitteilung. Im vorigen Jahre wurde der Weltrekord in der schnellen Herstellung großer Massen von Beton und Bruchsteinmauerwerk am Kensico-Damm der Catskill-Wasser-

leitung gebrochen. Zum Vergleich mögen die Zahlen angeführt werden vom Arrowrock-Damm von einer Bewässerungsanlage in Idaho, vom Damm der Pacific-Gas- und Elektrizitätsgesellschaft im Lake Spaulding und vom Kensico-Damm:

Rekordzahlen in der Betonbereitung im Jahre 1913.

	Arrow- rock August	Spaul- ding August	Kensico Sept.
Gesamte Mauerwerksmasse, die in einem Monat hergestellt wurde cbm	29 400	30 950	40 800
Gesamte Mauerwerksmasse im Jahre "	—	—	242 000
Arbeitstage im Monat "	26	31	25
Arbeitsstunden am Arbeitstag im Durchschnitt "	8	10	8
Arbeitsstunden der Mischmaschinen am Tag "	32	43*)	36
Durchschnittliche Mauerwerksmasse am Tag cbm	1 132	1 000	1 628
Durchschnittliche Mauerwerksmasse in der Stunde "	142	100	204
In Form von Blöcken wurden durchschnittlich am Tage verlegt "	—	—	81
In Form von Mauerwerk wurden täglich hergestellt "	—	66	394
Durchschnittliche Tagesleistung der Mischmaschinen "	1 132	934	1 153
Durchschnittliche Stundenleistung der Mischmaschinen im Monat "	35,4	21,7	32,1
Beste Tagesleistung "	1 220	1 540	1 742
Durchschnittl. Stundenleistung der Mischmaschinen am besten Tag "	36,4	38,4	41,7

*) Wegen einiger Überstunden ergibt sich hier 43 an Stelle von 40.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Papier ou toile pour les sacs a ciment?
Es werden kurz die wirtschaftlichen Vorteile einer Verpackung des Zementes in Papiersäcken erörtert. Le ciment 1914. Nr. 1.

2. Prüfung und Untersuchung.

Le ciment Portland et l'eau de mer. Der Aufsatz gibt die Ansichten der verschiedensten Forscher über das Verhalten des Zementbetons im Meerwasser und den Einfluß von Zuschlägen, wie Traß, Puzzolane usw. wieder. Le ciment. 1914. Nr. 2.

Studien über den Portlandzement. Von Prof. Dr. techn. O. Kallauner, Techn. Hochschule, Brunn. Verfasser teilt eine Reihe Ergebnisse aus Versuchen über den Einfluß von Lösungen verschiedener Salze auf Portlandzementbeton mit. Insbesondere sind die Kalziumsalze behandelt und es hat sich gezeigt, daß alle löslichen Kalziumsalze den Portlandzement zerstören, allerdings in geringerem Maße als z. B. Magnesiumsalze. Zeitschrift für Betonbau 1914. Heft 2.

De l'influence des laitiers sur la qualité des ciments de laitiers. Von Robert Malfait. Mitteilungen über chemische und Festigkeits-Untersuchungen von Schlackenzement. Annales nouvelles de la construction 1914. Februar-Heft.

Influence des additions de chaux sur la résistance des mortiers de ciment Portland. Es wird über Ergebnisse von Versuchen über den Einfluß von Kalkzuschuß zu Zementmörteln kurz berichtet. Le ciment 1914. Nr. 1. Siehe auch L. 1914. Heft 3, I. 2.

3. Wirtschaftliches.

Choses américaines. Einige interessante Angaben über die Portlandzementfabrikation Amerikas, die im Jahre 1913 um 12 % gestiegen ist. Le ciment 1914. Nr. 2.

Jubelfeier des 50jährigen Bestandes des „Deutschen Vereins für Ton-, Zement- und Kalkindustrie“. Kurzer Bericht über die Entwicklungsgeschichte. Deutsche Bauztg. 1914. Nr. 15.

Tagungen der Vereine der Baustoffgewerbe in Berlin. Kurze Mitteilungen über die Verhandlungsgegenstände und gehaltenen Vorträge. Zentralblatt der Bauverwaltung 1914. Nr. 16.

II. Theorie.

Über die Nebenspannungen in Eisenbeton-Bogenbrücken mit angehängter Fahrbahn. Von Privatdozent Dr.-Ing. K. W. Mautner, Aachen. Verfasser ermittelt die aus der steifen Ausbildung der Hängestangen und ihrer Anschlüsse an die Bogenträger und die Fahrbahn sich ergebenden Nebenspannungen bei einseitiger

Belastung unter Annahme gelenkiger Querriegelanschlüsse am Obergurt, die für Eisenbetonkonstruktionen jedoch nicht von schwerwiegender Bedeutung sind, wie an einem Beispiel nachgewiesen wird. Der Brückenbau 1914. Heft 3.

Der Einfluß der Nachgiebigkeit des Baugrundes auf die Berechnung äußerlich statisch unbestimmter Bauwerke. Von Regierungsbaumeister Brugsch und Regierungsbaumeister Briske in Berlin-Wilmersdorf. Bei einer strengen Berechnung äußerlich statisch unbestimmter Bauwerke ist die elastische Beweglichkeit des Baugrundes mit in Rechnung zu stellen. Der hierbei einzuschlagende Weg wird an einigen Beispielen aus dem Gebiete des Eisenbahnbaues gezeigt. Unter Zugrundelegung einer Baugrundziffer wird die Verdrehung der Baugrundfuge berechnet und in den Rechnungsgang des statisch unbestimmten Systems eingeführt. Das Beispiel einer gewölbten Straßenunterführung zeigt den größeren Einfluß der Nachgiebigkeit des Baugrundes als der Formänderung des Bogens; bei größeren Spannweiten wird der Fehler durch die Annahme starrer Einspannung allerdings geringer. Die nicht einwandfrei zu bestimmende Größe der Baugrundziffer ergibt in den weiten Grenzen zwischen 1 und 100 keinen wesentlichen Einfluß auf die Festigkeitsberechnung, während ihre Außerachtlassung zu abweichenden Ergebnissen führt. An dem Beispiel eines Untergrundbahnquerschnittes wird die Wichtigkeit der Berechnungsweise weiterhin erläutert. Mit Abb. Beton und Eisen 1914. Heft I, III, IV.

Strength of large pipes. Von D. R. Cooper und E. R. Weinmann. Ermittlung der Beanspruchungen der Rohrwandungen mit und ohne inneren Überdruck und verschiedener Lagerung. Engineering Record 1914. Vol. 69, Nr. 5.

Die elastische Durchbiegung kontinuierlicher beliebig belasteter Träger. Von Bauinspektor Dr.-Ing. W. Frank, Stuttgart. Verfasser gibt eine für den praktischen Gebrauch bequeme symmetrische Form für die Durchbiegung eines kontinuierlichen Trägers mit beliebiger Belastung an. Der Eisenbau 1914. Nr. 3.

What is the best ratio of steel to concrete in reinforced concrete beams and slabs from the point of view? Von Rohinton N. Fram Mirza. Verfasser leitet einfache Gleichungen zur Bestimmung des wirtschaftlichsten Eisenquerschnittes für Platten und Balken ab und zeigt den Gang der Rechnung an einem Beispiel. Concrete and Constructional Engineering 1914. Nr. 2.

Berechnung der homogenen, quadratischen Platte und deren Aufnahmeträger unter Berücksichtigung der Kraftwirkung nach zwei Richtungen. Von Dr.-Ing. Stephan, Berlin-Steglitz. Der Rechnungsgang wird in sei-

nem Auszug mit den Hauptergebnissen mitgeteilt. Beton und Eisen 1914. Heft 4.

Durchrechnung einer Rahmenkonstruktion. Von Regierungsbaumeister Max Sieb in Charlottenburg. Verfasser behandelt die ausführliche Berechnung eines Zweigelenrahmenbinders mit wagrechter Zugstange von 13,6 m Spannweite. Mit Abbildungen. Deutsche Bauzeitung. Mitteil. 1914. Nr. 3 und 4.

Über die Gefährlichkeit von Näherungsberechnungen statisch unbestimmter Systeme. Von Dr.-Ing. Friedrich Hartmann, Zöptau. Verfasser zeigt an einem Beispiel, wie gefährlich solche Näherungsberechnungen sein können, indem bei gleicher Näherungsannahme je nach Art der Durchführungsrechnung sich verschiedene Resultate ergaben. Der Eisenbau 1914. Heft 2.

Die Berechnung statisch unbestimmter Systeme. Von Dr.-Ing. Pirlet, Aachen. Ausführliche Wiedergabe eines Berechnungsverfahrens. Der Eisenbau 1914. Heft 2.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Neue Versuche über den Schubwiderstand in Eisenbetonbalken. Von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger, Technische Hochschule, Wien. Die angestellten Versuche sollen zur Klärung der beiden Fragen dienen:

1. Welchen Einfluß hat die Rippenbreite auf die Größe des Schubwiderstandes und daher der Tragkraft von Plattenbalken mit verschiedenen starken Schrägbewehrungen?
2. Welche Umstände führen zur Überwindung des Schubwiderstandes und wie groß ist die höchst erreichbare Schubfestigkeit?

Den Untersuchungen lagen Plattenbalken von 2,40 m Spannweite zugrunde, deren Herstellung und Materialprüfung beschrieben wird. Der Vorgang der Brucherscheinungen ist eingehend erläutert und die Ergebnisse lassen erkennen, daß für die Tragfähigkeit die Streckgrenze der Schrägeisen maßgebend ist. Der Gesamtschubwiderstand setzt sich hierbei aus dem Widerstand des nicht schrägbewehrten Balkens und dem der Schrägbewehrung zusammen. Schaltet der erstere aus und wird die Schubspannung größer als 75–90 kg/cm², so erfolgt der Bruch durch Zerdücken des Stegbetons. Zahlreiche Abbildungen der Probek balken veranschaulichen die Brucherscheinungen. Zeitschrift für Betonbau 1913, Nr. 8 und 9. — 1914. Nr. 1. — s. a. L. 1914. Heft 3. III.

Versuche mit drahtbewehrten Betonplatten. Von Ing. O. Gottschalk, Buenos Aires. Kurze Mitteilungen über eine amerikanische Bewehrung von Betonplatten kleiner Spannweite mittels Gewebe aus Stahldraht, wobei man bis

zum Doppelten der für Flußeisen zugelassenen Zugbeanspruchung geht. Angestellte Versuche, die kurz beschrieben werden, ergeben, daß zur größeren Sicherheit eine geringere zulässige Zugbeanspruchung empfehlenswert ist. Beton und Eisen 1914. Heft 4.

Der Einfluß der Endbefestigung der Zugseile auf die Tragfähigkeit. Von Dr.-Ing. F. v. Emperger. Es werden zwei Formen der Endbefestigung zur Erreichung der Streckgrenze des Eisens einer näheren Betrachtung unterzogen und zwar 1. durch Vermehrung der Haftlänge des geraden Eisens, 2. durch Anordnung von Haken. Die aus einigen Versuchsreihen gewonnenen und im Schaubild angegebenen Ergebnisse ändern das bisher übliche Verhältnis zwischen der Spannweite l und dem Rundeisendurchmesser d , das durch die Gleichung $\frac{l}{d} = \frac{\sigma_e}{r} = 300$ gegeben war (ohne Haken), auf $\frac{l}{d} \approx \frac{1}{222}$ ab, bei Anwendung einer Überlänge und Haken. Beton und Eisen 1914. Heft 3.

Essais d'un pont de 12 mètres de portée. Von D. A. Abrams. Vor der Ausführung einer Anzahl Straßenbrücken im Staate Illinois, U.S.A., entschied man sich zunächst für den Bau einer Versuchsbrücke. Die an dieser Brücke zahlreich vorgenommenen Belastungsversuche sind kurz aufgeführt und ihre Ergebnisse mitgeteilt. Le ciment armé 1914. Nr. 1.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Tables des normes de tous les pays pour le ciment Portland. Die in den Mitteilungen der Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portlandzementindustrie veröffentlichte Zusammenstellung wird ausführlich wiedergegeben. Le ciment 1914. Nr. 1. — s. a. Heft 2, errata.

Règlements ministériels russes relatifs aux constructions en ciment armé. Die Bestimmungen werden kurz aufgeführt. Le ciment armé 1914. Nr. 1 u. 2. — s. a. L. 1913. Heft 6, IV.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Ingenieurwerke im Bannkreis des Kunstschutzgesetzes. Von Prof. W. Franz, Charlottenburg. Verfasser sucht in kurzen Ausführungen die Frage zu beantworten, inwieweit das Kunstschutzgesetz vom 9. Januar 1907 für Ingenieurbauwerke Geltung hat. Vorbedingung für die Anwendung des Gesetzes ist, daß das Werk in künstlerischem Schaffen entstanden ist. Da aber das Künstlerische am Ingenieurbauwerk nur ein Zuschuß zum Technischen ist, so vermag

auch der Ingenieur allein die Frage zu beurteilen, im Gegensatz zur allgemeinen Auffassung, daß der Künstler allein der berufene Kritiker für das Künstlerische ist. Technik und Wirtschaft 1914. 2. Heft.

Betonwerkstein und künstlerische Behandlung des Betons. Das vom Deutschen Betonverein herausgegebene diesbezügliche Werk wird kurz besprochen. Beton und Eisen 1914. Heft 3.

A \$ 20 000 Engineer. Der höchstbezahlte Beamte des Staates New York ist der Chefingenieur für den Ausbau der Untergrundbahnen der Stadt New York mit einem Gehalt von über 80 000 M. Engineering Record 1914. Vol. 69. Nr. 6.

Eisenbeton und Baugewerbe. Der Aufsatz nimmt zu den diesbezüglichen Ausführungen in den Bautechnischen Mitteilungen des Stahlwerksverbandes 1913, Heft 9, Stellung. Beton und Eisen 1914. Heft 4.

Die Elektrizität auf den Bauplätzen der Großstädte. Von Dipl.-Ing. Rudolf von Erhardt in Berlin. An einer Reihe von Beispielen mit Abbildungen wird hauptsächlich die Verwendung der Elektrizität für elektrische Baumaschinen und Beleuchtung gezeigt. Deutsche Bauztg. 1913, Nr. 102.

La fonte comme armature du béton. Kurze Betrachtungen von Prof. Dr. P. Rohland Stuttgart, über den neuen Baustoff. Le ciment armé 1914. Nr. 1. Siehe auch 4. 1913, No. 11, V. 1.

Eisenbeton-Welltafeln. Von Dipl.-Ing. C. Wesemann in London. Verfasser beschreibt kurz die Verwendungsmöglichkeit solcher von ihm vorgeschlagenen Welltafeln für Decken, Treppen und Wände. Als Vorzüge der Wellenform werden großes Widerstandsmoment bei geringem Materialaufwand, Feuer- und Schallsicherheit hervorgehoben. Mit Abb. Deutsche Bauztg. Mitteil. 1914. Nr. 3.

Machine à fabriquer sans moules les colonnes, pieux et tuyaux en ciment armé. Die maschinelle Herstellung von Eisenbeton-Säulen, Pfählen und Röhren wird kurz erläutert. Le ciment armé 1914. Nr. 1.

A patented soffit reinforcement. Es wird eine neuartige Umschnürung für eiserne Träger zwecks Ummantelung mit Beton beschrieben. Mit Abb. Engineering News 1914. Vol. 71. Nr. 4.

Procédé pour la fabrication des pilots en Beton. Von Milivoj Konrad. Für die Herstellung konischer Betonpfähle wird das Vortreiben teleskopartiger Futterrohre vorgeschlagen, deren einzelne Teile mit fortschreitender Betonierung herausgezogen werden. Mit Abb. Le ciment armé 1913. Nr. 12.

New method of centering concrete in building work. Von W. P. Anderson. Es wird

eine Einschalung für Decken durch Blechtafeln beschrieben, die in der Weise erfolgt, daß sich längs zweier Unterzüge, die in üblicher Weise gestützt werden, eine Art Holzmatten, die jalousieartig nach erfolgter Ausschalung zusammengerollt und jederzeit ohne weiteres wieder verwendet werden können, hinziehen und die die Blechtafeln tragen. Mit Abbildungen, die die praktische Verwendung zeigen. Engineering Record 1914. Vol. 69. Nr. 7.

Une nouvelle armature. Kurze Angaben über die Verwendung nietloser Gitterträger als Armierung, die sich besonders für militärische Zwecke eignen soll. Mit Abb. Le ciment armé 1913. Nr. 12.

Eisenbetonrechenchieber, System Dr. Lewe, Bromberg (D. R.-G.-M. 163 154). Die bei der Dimensionierung von Platten und Plattenbalken notwendigen Rechenoperationen finden durch den Schieber eine weitgehende Vereinfachung. Sein Prinzip wird kurz erläutert. Beton und Eisen 1914. Heft III.

Compressing apparatus for concrete piles. Um bei dem Hochziehen der Futterrohre bei Herstellung von Betonpfählen zu vermeiden, daß das Erdrück nachgibt und den für den Beton bestimmten Raum ausfüllt, löst durch Anordnung eines Gelenkviereckes am Kopf der Zug am Futterrohr einen gleichzeitigen Druck auf die im Rohre befindliche Betonsäule aus. Mit Abb. Engineering Record 1914. Vol. 69. Nr. 6.

Testing reinforced concrete poles. Die Bruchversuche mit Eisenbetonleitungsmasten verschiedenen Querschnittes und verschiedener Armierung werden kurz beschrieben und ihre Ergebnisse mitgeteilt. Engineering Record 1914. Vol. 69, Nr. 7.

Concrete steel fence posts. Von William M. Stieve. Es wird über die Erfahrungen mit Eisenbetonsäulen verschiedenen Querschnittes für Drahtzäune berichtet. Mit Abb. Engineering Record 1914. Vol. 69. Nr. 7.

Umschnürte Holzsäulen. Von Ingenieur Richard Kafka, Stadtbaumeister, Wien. Hinweis auf die Ausführung einer Verstärkung einer Holzsäule durch umschnürten Beton, wodurch gleichzeitig eine Feuersicherheit gewährleistet ist. Beton und Eisen 1914. Heft 4.

The Heimbach system of combined wood and reinforced concrete piles and of lengthening wooden piles. Von Prof. Dr. Schönhöfer, Braunschweig. Das neue Gründungsverfahren, das die beiden Baustoffe, Holz und Eisenbeton, zu einem widerstandsfähigen Ganzen vereinigt, wird kurz beschrieben. Mit Abb. Concrete and Constructional Engineering 1914. Nr. 3. — s. a. Le ciment 1914 Nr. 1 und L. 1913, Heft 12, V. 1.

Battage de pieux à la dynamite. Mitteilung über Explosivpfähle. Le ciment armé 1914. Nr. 2. — s. a. L. 1913, Heft 9, V. 1.

A peculiar column failure. Mitteilung über eine ummantelte eiserne Säule, die mit ihrem Fuße auf einem Eisenbetonfundament ruhte und an dieser Stelle zerstört wurde. Mit Abb. Engineering News 1914. Vol. 71. Nr. 5.

Felling a combined tile and concrete chimney. Kurze Mitteilungen über die Umlegung eines mit Ziegeln verkleideten Eisenbetonfabrik-schornsteines, die dadurch erfolgte, daß die am Fuße freigelegte Eisenarmierung durch eine Stichflamme zerschnitten wurde. Mit Abb. Engineering Record 1914. Vol. 69. Nr. 4.

2. Ausführungen im Hochbau.

Wasserturm in Eisenbeton für die Gemeinde Seckenheim bei Mannheim. Von Bauinspektor Wilz in Heidelberg. Das sehr wirkungsvolle Bauwerk besitzt eine Höhe von 37,70 m über Gelände; in 25 m Höhe liegt der Behälterboden des kreisförmigen Behälters von 8,7 m Durchmesser und 6 m Tiefe. Für die Ausführung des Turmes in Eisenbeton waren neben der Standsicherheit der Konstruktion wirtschaftliche und architektonische Rücksichten maßgebend. Der in Achteckform durch Eisenbetonpfeiler, die durch Zwischendecken versteift werden und deren Felder durch eine 12 cm starke Backsteinwand geschlossen sind, ausgebildete Umbau wird nach oben durch eine 10,5 m weitgespannte Eisenbetonkuppel abgeschlossen. Die Fundierung erfolgte auf einer durchgehenden Platte, deren Sohle 6,46 m unter Gelände liegt. Der durch einen 70 cm breiten Umgang gegen Frost geschützte Eisenbetonbehälter ruht mit seiner kreuzweise armierten Betonplatte auf vier sich kreuzenden Gurtbögen, deren Schub durch die Zugeisen in den eine Zwischendecke tragenden Unterzügen aufgenommen wird. Die graphische Untersuchung der Standfestigkeit des Turmes unter Einfluß einer mit der Höhe desselben wachsenden Windkraft wird neben der Beschreibung der Gesamtanordnung des Bauwerkes mit angegeben. Bemerkenswert ist die Einrüstung des Turmes, für welche die Zwischendecken in den unteren Teilen benutzt wurden, um das Gerüst stockwerkweise auszukragen. Mit Abb. Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1914. Nr. 3.

Geschäfts- u. Fabrikbau der Optischen Anstalt C. P. Goerz A.-G., Berlin-Friedenau. Von Regierungsbaumeister a. D. O. Huhn, Berlin. Kurze allgemeine Beschreibung des sieben-geschossigen Eisenbetonbaues, für dessen Räume besonders große Helligkeit gefordert wurde. Für die Befestigungen von Transmissionen und Leitungen wurden im Erdgeschoß in die Stützen und Balken gußeiserne Kästen eingelegt; für die

oberen Stockwerke sah man hierfür Holzleisten vor. Mit Abb. Beton und Eisen 1914. Heft 4.

Factory construction. Von Percival M. Fraser. Verfasser beleuchtet die Gesichtspunkte, die für die Errichtung von Fabrik- und Geschäftshausbauten in Frage kommen und erörtert hierbei die Vor- und Nachteile der einzelnen Baumaterialien. Concrete and Constructional Engineering 1914. Nr. 3.

Zweckmäßigkeit der Verwendung von Eisenbeton oder Eisen für monumentale Hochbaukonstruktionen. Von Franz Czech, beratender Ingenieur in Düsseldorf. Verfasser wendet sich besonders gegen einen Bericht des Stadtbaurates Berg und Stadtbauinspektor Dr.-Ing. Trauer (Breslau), die für die Verwendung des Eisenbetons bei großen Monumentalbauten eingetreten waren. Der Aufsatz ist ein weiterer Beitrag in dem Streite über die Zweckmäßigkeit von Eisenbeton oder Eisen. Deutsche Bauzeitung 1914. Nr. 8. — s. a. Kuppelbauten und wirtschaftliche Bauweise. Entgegnung auf die Bemerkungen des Herrn Dr.-Ing. Petry von Dipl.-Ing. Fischmann. Armierter Beton 1914. Heft 3.

Electric railway carhouse. Die Anlage einer dreischiffigen Wagenhalle mit einer Auslegerdachkonstruktion in Eisenbeton wird kurz beschrieben. Mit Abb. Engineering Record 1914. Vol. 69. Nr. 7.

Seventeen acre addition to an industrial plant in Detroit, Michigan. Der Fabrikhallenneubau einer Automobilfabrik wird in seiner Bauausführung kurz beschrieben. Die Eisenbetondeckenkonstruktionen stützen sich auf ummantelte eiserne Säulen. Mit Abb. Engineering News 1914. Vol. 69. Nr. 7.

Reinforced concrete in the new offices for the board of agriculture and fisheries. Kurze Beschreibung einer Reihe der bei diesem Baue hergestellten Eisenbetonkonstruktionen, wie Säulen, Decken, Treppen. Mit Abb. Concrete and Constructional Engineering 1914. Nr. 2.

Zur Entwicklung der drehbaren Luftschiffhallen. Von Richard Sonntag in Berlin-Wilmersdorf. An einer Reihe von Beispielen werden die theoretischen Gesichtspunkte und die praktische Ausbildung dieser neuen Luftschiffhäfen behandelt. Mit Abb. Deutsche Bauzeitung 1914. Nr. 12 und 14.

Reinforced concrete gasholder tank at Hamburg-Fuhlsbüttel. In einigen Abb. werden die Fundierungsarbeiten und der Umbau des Gasbehälters gezeigt. Concrete and Constructional Engineering 1914. Nr. 2.

Grand stand, Hurst Park, Racecourse. Kurze Beschreibung einer Tribünenanlage in Eisenbeton. Mit Abb. Concrete and Constructional Engineering 1914. Nr. 3.

Eisenbetonschornsteine mit Dissipator-

aufsätzen. Von Obergeringenieur H. Winkelmann, Ratibor. Neben der Erläuterung der Wirkung derartiger Schornsteine, die eine Rauchverdünnung bezwecken, werden kurze Hinweise für die Ausführung in Eisenbeton und in Betonhohlsteinen gegeben. Beton und Eisen 1914. Heft 4.

Systeme de construction de tourelles et tours pour cheminées d'usines, phares, etc. Von Adolfo Falcetti. Die Herstellung von Fabriksschornsteinen aus Betonhohlsteinen zwischen Eisenbetonrippen wird kurz erläutert. Mit Abb. Le ciment armé 1914, Nr. 1.

Reinforced concrete water tower near Burton-on-Trent. Kurze Beschreibung eines 16 m hohen Wasserturmes in Eisenbeton mit einem kreisförmigen, 200 cbm fassenden Behälter und Pfeilerunterbau. Mit Abb. Concrete and constructional Engineering 1914, Nr. 2.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Alternate designs for new James river bridge, Richmond, Va. Die beim Wettbewerb für die James-river-Überbrückung eingereichten Projekte werden einer kurzen Besprechung unterzogen. Die beiden mit Preisen ausgezeichneten Entwürfe sehen Öffnungen mit Eisenbetonbogenrippen mit auf Pfosten gestützter Fahrbahn vor, während ein weiterer Entwurf einen Viadukt mit Balkenträgern über Eisenbetonjochen vorschlägt. Mit Abb. Engineering News 1914, Vol. 71, Nr. 4.

Fußgängerbrücke in La Louvière. Hinweis auf eine 56 m weitgespannte Brücke mit zwei 3,1 m entfernten Pfostenfachwerk-Hauptträgern mit Zugband nach System Vierendeel von 7,20 Pfeilhöhe. Eine bemerkenswerte Ausbildung erfordern die Pfostenanschlüsse an die Gurte. Mit Abb. Beton und Eisen 1913, Heft 14.

Die neue Straßenbrücke über die Spree in Fürstenwalde. Ingenieur: Reg.-Baumstr. Karl Bernhard in Berlin, Privat-Dozent in Charlottenburg. Eingehende Beschreibung mit vielen Abbildungen. Der massive Brückenteil ist in Eisenbeton ausgeführt; es sind Dreigelenkbogen, die in zwei Gewölbestreifen von je 3,6 m Breite gelegt sind, und deren 2 m breiter Zwischenraum durch eine Eisenbetontafel überdeckt ist, von von 31,6 m und 29,6 m Lichtweite. Deutsche Bauztg. 1914, Nr. 10 und 11.

Design and cost of ornamental arch bridges in Los Angeles. Von R. W. Stewart. Es werden eine Anzahl neu erbauter Eisenbetonbogenbrücken kurz besprochen, von denen die über den Los Angeles-River führende, rd. 21 m breite Brücke von 290 m Länge mit Öffnungen von 36 und 31 m das imposanteste Bauwerk darstellt. Mit Abb. und Kostenangaben. Engineering Record 1914, Vol. 69, Nr. 7.

Die elektrischen Vorortbahnen Bonn-Siegburg und Bonn-Königswinter. Von

Reg.-Baumstr. Brugsch in Berlin. Die Baubeschreibung enthält u. a. auch die Abbildungen über eine schiefwinkelige Unterführung in Eisenbeton der elektrischen Bahn unter der Hauptbahn, deren schwierige Ausführung eingehender geschildert wird. Deutsche Bauztg. 1914, Nr. 15 und 17.

Die Halenbrücke über die Aare in Bern. Über die soeben fertig gestellte imposante Eisenbetonbrücke von 230 m Länge mit einem mittleren Bogen von 88 m Spannweite und rd. 40 m Pfeil werden kurze Angaben gemacht. Die Stärke des Hauptgewölbes beträgt im Scheitel 1,15 m, im Kämpfer 2,10 m; die 8,5 m breite Fahrbahn wird durch Pfosten gestützt. Mit Abb. Deutsche Bauzeitg. 1914, Nr. 4. S. a. L. 1914, Heft 1; V, 3.

Reinforced - concrete columns for bridge over St. Croix river at Hudson, Wisconsin. Die das eiserne Tragwerk stützenden Joche von rd. 22 m Höhe sind aus zwei versteiften eisenarmierten Betonsäulen gebildet. Kurze Beschreibung derselben. Mit Abbild. Engineering Record 1914, Vol. 69, Nr. 7.

A reinforced-concrete girder and slab bridge with pre-cast members. Beschreibung einer einfachen Jochbrücke, deren einzelne Konstruktionsteile in Eisenbeton für sich hergestellt und dann zum Bauwerk zusammengesetzt wurden. Mit Abb. Engineering News 1914, Vol. 71, Nr. 6.

Pont-route de Mestre—Mirano. Beschreibung der Bogenbrücke mit angehängter Fahrbahn. Mit Abb. Le ciment armé 1914, Nr. 2. S. a. L. 1914, Heft 3; V, 3.

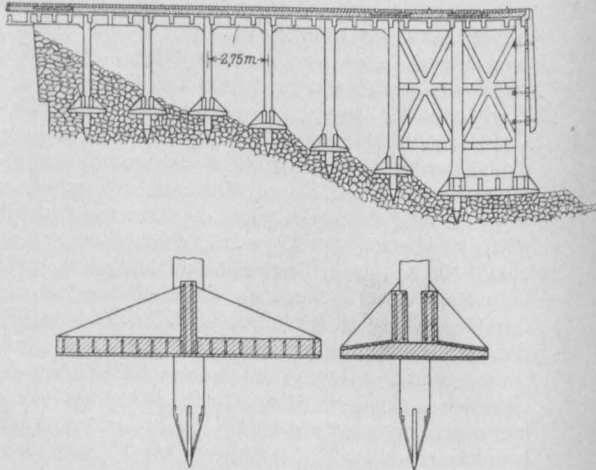
4. Ausführungen im Wasserbau.

Reinforced concrete at the Central Arno hydro-electric Station, Cedegolo, Italy. Bei dem Krafthaus kamen Eisenbetondachbinder zur Ausführung, die kurz beschrieben werden. Der das Wasserbecken umgebende Damm von rd. 7,50 m Höhe ist als Eisenbetonkonstruktion unter Anordnung von Kammern hergestellt worden. Die letzteren bieten den Vorteil, das Fassungsvermögen des Beckens zu vergrößern und ziehen gleichzeitig das Wassergewicht zur Standsicherheit mit heran. Mit Abb. Concrete and Constructional Engineering 1914, Nr. 3.

Der Unfall an der Schleppzugschleuse in Hemelingen-Bremen, dessen Ursachen und die Wiederherstellung der Schleuse. Von O. Franzius, Professor a. d. Königl. Techn. Hochschule in Hannover. Der Unfall, der eine lebhaftete Erörterung der Frage, ob Stampf- oder Gußbeton, zur Folge hatte, wird vom Verfasser ausführlich behandelt und auf Grund der Befunde nach der Trockenlegung der Schleuse ein Bild von den Vorgängen, die die Zerstörung herbei-

führten, entwickelt. Die Wiederherstellungsarbeiten sind ebenfalls eingehend erläutert. Mit zahlreichen, interessanten Abbildungen. Zentralblatt der Bauverwalt. 1914, Nr. 17 und 19. S. a. L. 1914, Heft 3; V, 1.

Mode original de fondations. Bei einer in Eisenbeton ausgeführten Landungsbrücke im Hafen von Saint-Nazaire wurden die Schwierigkeiten der Fundierung, die keinen tragfähigen



Baugrund vorfand, in bemerkenswerter Weise gelöst. Durch Aufbringung einer Steinpackung konnte der anstehende Schlamm Boden in einen Gleichgewichtszustand gebracht werden, der durch die einzurammenden Eisenbetonpfähle, die die Brückenlast zu übertragen hatten, nicht gestört werden durfte. Für die Steinschüttung wurde eine Belastung von 1 kg/cm² für zulässig erachtet und diese wurde dadurch erreicht, daß man Schwellen anordnete, die den Pfahl in der nachstehend dargestellten Weise umfaßten und ihrerseits den Druck zunächst in eine Eisenbetonplatte weiterleiteten. Le ciment armé. 1913. Nr. 12.

Von den Erweiterungsarbeiten am Kaiser-Wilhelm-Kanal. Von Fritz Eiselen. In der ausführlichen Baubeschreibung werden neben den großen Eisenkonstruktionen auch die gewaltigen Betonbauwerke, die hier geschaffen wurden, mit zahlreichen Abb. näher geschildert. Deutsche Bauztg. 1913. Nr. 95, 96, 97 und 101.

Construction features of the Stony-river Hollow Concrete dam. Von G. H. Bayles. Der ausführlich beschriebene Bau der Eisenbetonspermauer beansprucht mit Rücksicht auf den erfolgten Einsturz des Bauwerkes besonderes Interesse. Die etwa unter 45° geneigte Abschlußwand wird durch gegenseitig versteifte Eisenbetonpfeiler von rd. 4,50 m Abstand gestützt. Der Bruch des Abschlußwerkes hat seine Ursache in den Gründungsverhältnissen, die beim Bau

große Schwierigkeiten hervorriefen und die eingehend beschrieben werden. Mit Abb. Engineering News. 1914. Vol. 71, Nr. 4.

Im Anschluß hieran wird über die Zerstörung der Mauer ausführlich berichtet und dieselbe durch eine Reihe Abbildungen veranschaulicht. S. a. Engineering Record. 1914. Vol. 69, Nr. 4 und 7.

Le port d'Auckland. Hinweis auf die ausgedehnte Anwendung des Eisenbetons bei den neuen Hafenanlagen, besonders mit großem Vorteil für Bollwerke. Le ciment armé. 1913. Nr. 12.

Schwimmkörper und Schiffe aus Eisenbeton. Von Professor O. Colberg, Regierungsbaumeister a. D., Hamburg. Verfasser gibt kurze Mitteilungen über eine vor kurzem in Hamburg bestens erprobte Eisenbetonkohlschute mit der allgemein üblichen Spantenanordnung und von 100 t Ladefähigkeit. Um bei einer etwaigen Füllung des offenen Schiffkörpers mit Wasser die Schwimmfähigkeit zu erhalten, werden Hohlsteine vorgesehen, die einfach in das Eisenbewehrungsgerippe eingesetzt werden. In die Zwischenräume sowie an die Außen- und Innenseiten wird dann der Beton angebracht. Die Kosten werden auf die reichliche Hälfte derjenigen einer eisernen Schute angegeben. Mit Abb. Beton und Eisen. 1914. Heft 4.

Revêtements pour la protection des digues, berges, talus. Es werden einige Systeme von Uferdeckwerken in Beton und Eisenbeton beschrieben, u. a. auch eine Uferbefestigung durch Schüttbeton. Mit Abb. Nouvelles annales de la construction. 1914. Februar-Heft.

Failure of Horse Creek dam in Colorado. Es wird der Bruch eines mit Eisenbetonplatten befestigten Erddammes beschrieben. Das Deckwerk wurde durch den Schub der Eisfläche vollständig losgerissen. Mit Abb. Engineering Record. 1914. Vol. 69, Nr. 7.

Concrete and reinforced concrete at the hydro-electricity works, Chester. Die in Eisenbeton ausgeführten Turbinenkammern werden kurz besprochen und durch zahlreiche Abb. erläutert. Concrete and Constructional Engineering. 1914. Nr. 2.

Senkung des Grundwasserspiegels bei Gründung von Bauwerken. Die beim Bau der Untergrundbahn der Stadt Schöneberg sowie auf der Museumsinsel in Berlin zur Ausführung gekommene Grundwasserabsenkung wird ausführlich beschrieben; die größte Absenkung betrug 15,0 m. Mit Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung. 1914. Nr. 15 und 16.

Concrete troughs on the Barge Canal. Von George C. Mills, Rochester, N. Y. Die Befestigung der Kanalsohle und -wände durch Eisenbetonplatten wird beschrieben. Mit Abb. Engineering Record. 1914. Vol. 69, Nr. 5.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Reinforced Concrete in municipal engineering works in San Francisco, U. S. A. Von E. R. Matthews. Es werden verschiedene Eisenbetonkonstruktionen der Entwässerungsanlagen von San Francisco kurz beschrieben, z. B. ein Abwässerkanal, eine Pumpstation. Mit Abb. Concrete and Constructional Engineering News. 1914. Nr. 2.

Interbay district of North trunk sewer at Seattle. Beschreibung des Baues eines Abwässerkanals von 3,60 m \varnothing in Eisenbeton. Mit Abb. Engineering Record. 1914. Vol. 69, Nr. 7.

Die Bergbahn auf den Merkur bei Baden-Baden. Von Baurat Professor W. Eberhardt in Stuttgart. Die Beschreibung enthält auch eine Anzahl Abbildungen von architektonisch bemerkenswerten Bauwerken in Eisenbeton. Deutsche Bauzeitg. 1914. Nr. 1—3.

UNFALLSTATISTIK DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

5. Einsturz einer Decke. Ein Krankenhaus wurde durch einen Anbau erweitert, der im Erdgeschoß hauptsächlich aus einem Saal von 11,0 · 7,0 m Lichtweite bestand. In der Längsachse des Saales war ein Unterzug, aus zwei Differingerträgern Nr. 55 bestehend, angeordnet; dieser trug eine Eisenbetondecke. Der Unterzug ruhte beiderseits auf rund 0,50 m starken und 2 m langen Mauerpfeilern, die aus gutem Kalksandstein in Kalkmörtel hergestellt waren. Um die Last auf diese Mauern besser zu verteilen, waren beiderseits 1,50 m lange Eisenbetonkalken unter den Enden der Eisenträger angebracht. Das Kalkmauerwerk war bei sehr regnerischem Wetter fertiggestellt; etwa 12 Tage später wurde die Eisenbetondecke gestampft und nach weiteren

drei Wochen ausgeschalt. Sechs Tage vor der Ausschaltung war Frost eingetreten, der im ganzen reichlich vier Wochen dauerte. Bald nach Eintritt des Tauwetters stürzte der Unterzug herunter und nahm die Decke mit. Es geschah während der Nacht; Menschen sind nicht verletzt worden. Der Sachverständige stellte fest, daß die Decke fast in einem Stück heruntergekommen war; Beton und Ausführung waren fehlerlos. Die Schuld lag an den tragenden Mauerteilen. Der Kalkmörtel war ganz weich, und die Steine ließen sich mühelos abheben, ohne daß Mörtel an ihnen haften blieb. So lange der Kalkmörtel gefroren gewesen war, hatten die Mauern die Last getragen; nach Eintritt des Tauwetters versagten sie L.-M.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDschau.

Mangelhafte Betonpfeilergründung als Ursache eines Hauseinsturzes.

Urteil des Reichsgerichts vom 20. Februar 1914.

Leipzig, 20. Februar. (Nachdr. verb.) Ein eigenartiger Fall eines Bauvergehens, bei welchem wichtige Fragen des Eisenbetonbaues zu behandeln waren, beschäftigte am 20. Februar 1914 den 4. Strafsenat des Reichsgerichts: Der Tiefbauunternehmer H. in Danzig-Langfuhr errichtete 1911 auf seinem Grundstück ein Wohnhaus, wobei er die Betonfundamentierung und den Bau der Eisenbetondecke des Kellergeschosses der Firma J., Ostdeutsche Betongesellschaft, übertrug, die mit der Leitung dieser Arbeiten ihren Bauführer, den Regierbaumeister a. D. K., beauftragte. Da auf dem Grundstück ein guter Baugrund erst unter einer starken Torfschicht angetroffen war, wurde zwecks Kostenersparung bei der Anlage der Fundamente beschlossen, nicht die Torfschicht abzugraben, sondern Betonpfeiler hindurchzutreiben, die auf kräftigen, auf gutem Baugrund ruhenden Fundamentplatten fußen sollten. Nachdem auf diese Weise, wobei der Bauherr H. selber die Ausschachtungsarbeiten vornehmen ließ, Betonpfeiler gebaut worden waren, wurden über sie Unterzüge gelegt, auf denen sich nunmehr das eigentliche Bauwerk erhob. Am 30. Oktober 1911 waren die Mauern bereits bis zum Dachgeschoß aufgeführt. An diesem Tage ging der Zimmermann M. daran, im Keller die Eisenbetondecke durch Beseitigung der Stützen „auszurüsten“. Plötzlich stürzte die Decke ein, die Mauern kamen ins Wanken und so brach der gesamte nach der Straße zu gelegene Gebäudeteil in sich zusammen. M. wurde erheblich verletzt, konnte sich aber noch retten; sonst ist niemandem etwas geschehen. Eine baupolizeiliche Erlaubnis zur Abrüstung der Decke war nicht eingeholt worden. Als unmittelbare Ursache des Unfalls ergab sich das Einstürzen von drei Unterzügen infolge Nachgebens und Einsinkens von zwei Pfeilern, wobei bei einem ein nachträglich angesetzter Teil sich in der Längsrichtung abgespalten hatte. Das Nachgeben der Pfeiler war nicht auf unrichtige statische Berechnung, sondern auf folgende Fehler zurückzuführen: Das Betonmaterial war zu minderwertig für die darauf ruhende Last; die Fundamentplatten der eingesunkenen Pfeiler hatten den guten Baugrund nicht erreicht, sondern lagen teilweise noch 1 m darüber, daher vor allem das Nachgeben; das Eindringen des Torfes hatte ein genügendes Abbinden des Betons verhindert und zur Entstehung von Torfnestern geführt, wodurch das Gewicht exzentrisch verteilt und die Tragfähigkeit bedeutend vermindert wurde; statt der vorgeschriebenen Stärke von 40 × 40 cm waren die Pfeiler nur 30 × 30 cm stark, sodaß die notwendige sechsfache Sicherheit bei weitem nicht erreicht wurde; einen Verstoß stellte es weiterhin dar, daß ohne Prüfung der Bindungsmöglichkeit an dem einen Pfeiler der Länge nach ein Ergänzungsstück angesetzt worden war; schließlich war auch der Beton schlecht gemischt und nicht sorgfältig eingestampft worden. Die Schuld wurde in erster Linie dem K. als Leiter des Betonbaues und dem von ihm mit der Bauaufsicht beauftragten Techniker S. zur Last gelegt. Das Landgericht Danzig hat beide am 21. August 1913 wegen Baukunstvergehens (§ 330 St. G.-B.) zu Geldstrafen verurteilt, weil sie schuldig seien, bei der Leitung eines Baues wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst dergestalt gehandelt zu haben, daß hieraus für andere Gefahr entstanden sei. Die Urteilsgründe der Strafkammer äußern sich hierüber wie folgt: Abgesehen von dem unmittelbaren Anlaß, dem verfrühten Abrüsten der Kellerdecke, sei die eigentliche Ursache des Unfalls in der mangelhaften Gründung der Betonpfeiler zu erblicken. Dem H., der hier nur Unternehmer der Erdarbeiten gewesen sei, könne nicht zur Last gelegt werden,

daß die Fundamentplatten den guten Baugrund nicht erreicht hätten. Die Verantwortung treffe vielmehr den Bauleiter K., der sich um eine derart schwierige und gefährliche Arbeit persönlich hätte kümmern, anderenfalls, wenn er durch andere dringende Beschäftigungen in Anspruch genommen war, für eine geeignete und ausreichende Bauaufsicht hätte sorgen müssen. Nun sei zwar der von ihm zur Vertretung bestellte Techniker S. ein geeigneter Leiter, keinesfalls aber ausreichend gewesen, da er wegen Arbeitsüberlastung sich nicht genügend um die Fundamentierungsarbeiten habe kümmern können. Da K. hiervon Kenntnis gehabt habe, wäre es seine Pflicht gewesen, für eine Entlastung S.s zu sorgen. Durch Verabsäumung dieser Pflicht habe K. die Verstöße gegen die Baukunstregeln verschuldet. Der gleiche Vorwurf richte sich gegen S., da er mit der unmittelbaren Arbeitsaufsicht einen Polier beauftragt habe, der noch nie bei Eisenbetonarbeiten tätig gewesen, und da er es unterlassen habe, selber, ungeachtet der Angaben des H., daß der gute Baugrund bereits erreicht sei, mit der Sondiernadel die Bodenverhältnisse zu untersuchen. Durch Erfüllung dieser Aufsichtspflichten würde der Einsturz verhütet worden sein. K.s Revision beim Reichsgericht rügte, daß ein Beweisantrag des K., außer zwei bereits hinzugezogenen Sachverständigen auch noch den Baurat Pommer-Leipzig als Gutachter über betonbautechnische Fragen zu vernehmen, von der Strafkammer mit unzureichender Begründung abgelehnt worden sei. Entgegen dem Antrage des Reichsanwalts, der die Revision für begründet hielt, hat indessen das Reichsgericht auf Verwerfung der Revision erkannt, da ihr Vorbringen, daß der Antrag auf Hinzuziehung eines dritten Sachverständigen zu Unrecht abgelehnt worden sei, nicht für durchschlagend erachtet werden könne. (Aktenzeichen 4 D. 1181/13). S. K.

Arglistige Täuschung beim Verkauf von Geschäftsanteilen einer Zementsteinfabrik.

Urteil des Reichsgerichts vom 24. März 1914.

Leipzig, 24. März. (Nachdruck verboten.) Unwahre Angaben über die Beschaffenheit des Unternehmens seitens der Gesellschafter einer G. m. b. H. können die Grundlage der Anfechtung des Kaufvertrages über Geschäftsanteile der Firma bilden. Diese Anfechtung wird zumeist aus § 123 Abs. 1 BGB. begründet sein. Hiernach kann eine Willenserklärung von dem angefochten werden, der zu ihrer Abgabe durch arglistige Täuschung bestimmt worden ist. Wesentlich ist also, daß die arglistige Täuschung bestimmend war, daß gerade durch sie der Anfechtende zur Abgabe seiner Willenserklärung veranlaßt worden ist. Ist demnach im gegebenen Falle erwiesen oder den Umständen zu entnehmen, daß der Käufer von Geschäftsanteilen sich durch die falschen Angaben über das Unternehmen zur Abgabe seiner Willenserklärung hat bewegen lassen, so wird die gegenüber dem Kaufvertrag erhobene Anfechtungsklage Erfolg haben. In Niendorf bei Hamburg befand sich früher eine Zementsteinfabrik unter der Firma: Niendorfer Zementsteinfabrik G. m. b. H., die aus dem Sand des ihr gehörigen Grundstückes künstliche Steine und Platten fabrizierte. Nachdem die Gesellschafter mehrmals gewechselt hatten, wurde im Jahre 1908 unter Hinzutritt zweier neuer Gesellschafter eine neue G. m. b. H. unter der Firma: Duronitwerke G. m. b. H. gegründet. Am 15. Juni 1910 wurden dann von den beiden neuen Gesellschaftern sämtliche Geschäftsanteile an die Kaufleute G. und A. für 70 000 Mark verkauft. A. schied später aus, sodaß jetzt G. als alleiniger Käufer in Betracht kam. Von der Kaufpreissumme sollten 25 000 Mark sofort beim Abschluß des Vertrages, weitere 15 000 Mark spätestens am 1. April 1911, der Rest in

Raten von 5000 Mark gezahlt werden. G. focht jedoch später in einer gegen die beiden Verkäufer beim Landgericht Hamburg angestrenzten Klage den Kaufvertrag auf Grund der §§ 119 Abs. 2, 123 Abs. 1 BGB. an und verlangte Rückerstattung bereits gezahlter 3600 Mark. Zur Begründung machte G. folgendes geltend: Bei Abschluß des Vertrages sei ihm von beiden Beklagten erklärt worden, der zur Fabrikation geeignete Sand sei auf dem ganzen Gelände in einer Mächtigkeit von 48 m vorhanden. Dies hätten die auf dem ganzen Terrain angestellten Bohrversuche ergeben. Diese Angaben entsprächen aber nicht der Wahrheit. Auf dem vor der Fabrik gelegenen Geländeteil hätten Bohrungen überhaupt nicht stattgefunden. Auf diesem Komplex befinde sich auch kein geeignetes Material. Der Gesellschafter Manus, einer der Beklagten, habe ihn außerdem beim Vorlegen einer Skizze getäuscht. Die 1. Instanz wies die Klage ab. Auf die Berufung des G. wurden jedoch die beiden Beklagten vom Oberlandesgericht Hamburg zur Rückzahlung der 36 000 Mark verurteilt. Das Berufungsgericht erachtete den Fall der arglistigen Täuschung für gegeben und führte hierüber in den Entscheidungsgründen aus: Das Gericht hat die Überzeugung gewonnen, daß die Be-

klagten G. durch ihre Angaben arglistig getäuscht haben. Sie erklären zwar, daß die Frage des Vorhandenseins des Sandes auf dem vorderen Gelände offen geblieben sei. Den Beklagten waren aber alle Nachteile über das Sandvorkommen auf dem vorderen Geländeteil bekannt. Ein aufrichtiger Verkäufer hätte daher den Käufer aufgeklärt. Wenn sie das nicht taten, so handelten sie arglistig. Sie haben aber nicht nur geschwiegen, sondern unwahre Angaben gemacht. Sie haben erklärt, daß das Material in einer Mächtigkeit von 48 m vorkomme, M. insbesondere hat gesagt, daß auf dem ganzen Gelände gebohrt worden sei. Diese Angaben sind unwahr, sie können nur in Absicht arglistiger Täuschung abgegeben sein. G. ficht deshalb das Kaufgeschäft an. Hierbei genügt es festzustellen, daß die Täuschung für ihn bestimmend war. Es bedarf aber keiner Ausführung, daß es für einen Käufer einen erheblichen Unterschied macht, ob das Vorkommen des Materials auf dem Geländeteil ungewiß oder ganz sicher ist. Gegen diese Entscheidung versuchten die beiden Gesellschafter mit dem Rechtsmittel der Revision anzukämpfen. Sie hatten jedoch keinen Erfolg. Das Reichsgericht bestätigte das vorinstanzliche Urteil und wies die Revision zurück. (Aktenzeichen II. 670/13.) S. K.

BERICHT ÜBER DIE TAGUNG DER VEREINIGUNG DER HÖHEREN TECHNISCHEN BAUPOLIZEIBEAMTEN DEUTSCHLANDS.

Die 5. Tagung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands fand am 5. März 1914 unter der üblichen zahlreichen Beteiligung von Behörden und privaten Organisationen im Weinhaus Rheingold zu Berlin statt. Nachdem der Vorsitzende, Baurat Köhler, die Versammlung um 9 $\frac{1}{2}$ Uhr eröffnet hatte, führte Dr.-Ing. Sachs im Jahresbericht des Vorstandes aus, daß die Entwicklung der Vereinigung auch im abgelaufenen Vereinsjahre eine erfreuliche war. Die Leitsätze von Baurat Redlich über baupolizeiliche Mindestforderungen waren allen größeren Städten und Behörden zur Beachtung übersandt worden. Auch die sonstigen Beschlüsse der Vereinigung waren so gut wie möglich durchgeführt worden. Die Aufstellung einheitlicher technischer Baupolizeivorschriften war noch im Gange. — Als dann erhielt Herr Oberingenieur Dipl.-Ing. Fischmann vom Stahlwerksverband das Wort zum Vortrag: Über Knickformeln, in welchem er, unterstützt durch anschauliche graphische Darstellungen, zunächst eine geschichtliche Entwicklung des Knickproblems gab und dann nacheinander die Eulerformel, die Tetmajers- und die Engesser-Karmann-Formel würdigte. Der Redner empfiehlt vorläufig noch die Anwendung der Eulerformel und betont, daß das Knickproblem überhaupt nicht so sehr ein mathematisch-theoretisches als vielmehr ein praktisch-konstruktives sei; man solle einen Stab nicht mit Formeln knicksicher machen, sondern durch einen guten Querverband. An den interessanten Vortrag schloß sich eine eingehende Diskussion, an welcher sich die Herren Geheimrat Rudeloff vom Materialprüfungsamt, Direktor Böllinger vom Brückenbauverein, Prof. Siegmund Müller, Bauinspektor Scharff, Dipl.-Ing. Wochinger und Dr.-Ing. Sachs beteiligten. Die Redner stimmten darin überein, daß die Ausführungen des Referenten außerordentlich interessant waren, jedoch wurden sachliche Bedenken verschiedener Art dagegen laut. Zu einer Einigung kam es nicht; jedenfalls wurde soviel festgestellt, daß der Anwendung auch anderer Rechnungsmethoden als der Eulerschen nach den bestehenden Ministerialbestimmungen nichts im Wege steht. Interessant war hier, daß nicht nur die Betonleute,

denen gemeinhin dieser Vorwurf gemacht wird, sondern auch die Eisenleute mit der Theorie nicht in allen Punkten im klaren sind.

Als dann erhielt Herr Privatdozent und Königl. Baurat Redlich das Wort zu seinem Vortrag: Über die Notwendigkeit von Zu- und Durchfahrten auf bebauten Grundstücken. Redner wies darauf hin, daß in bezug auf die Feuersicherheit die vorhandenen Vorschriften veraltet sind und unter besonderer Berücksichtigung des heutigen Standes der Feuerwehrentechnik eine Abänderung erfahren müssen.

Über Ausstellungsgegenstände von baupolizeilicher Bedeutung auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig berichtete sodann Herr Regierungsbaumeister a. D. Ewerbeck (Berlin). Der Redner zeigte in hochinteressanten Lichtbildern moderne Eisen- und Betonkonstruktionen und erregte durch seinen Vortrag allgemeines Interesse.

Eine für die Teilnehmer interessante Debatte erregten die Berichte der Herren Magistratsbaurat Berger (Breslau) und Königl. Baurat Marcuse (Charlottenburg) über die Umfrage bezüglich des heutigen Standes der Bauberaterung. Beide Redner wiesen in außerordentlich klaren und anregenden Ausführungen darauf hin, daß die Bauberaterungsstelle von der Baupolizei nicht zu trennen sei, und daß es durchaus wünschenswert erscheine, wenn beide Behörden in einheitlicher Weise zusammenarbeiten. Diese Ansicht wurde von den sämtlichen Diskussionsrednern geteilt. An der Diskussion beteiligten sich: Herr Baurat Redlich, Herr Stadtbaurat Weigelt (Düsseldorf), Herr Stadtbaurat Dr. Küster (Görlitz), Herr Köster (Essen), Herr Koch (Elberfeld), Herr Markgraf (Köln), Herr Kreisbaumeister Walbersdorf (Salzwedel), Herr Flaßhoff (Hannover), Herr Bulnheim (Dresden), Herr Deditius (Lübeck).

Die Verhandlungen fanden ihren Abschluß um 4 Uhr. Der genaue stenographische Bericht über die Verhandlung erscheint diesmal wie alljährlich im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin, von welchem er für Interessenten käuflich zu haben ist.

ZUSCHRIFTEN AN DIE SCHRIFTLEITUNG.

Nachtrag zum Aufsatz in Heft 11 und 12 des
Jahrganges 1913.

Um Mißverständnissen der Arbeit: Das „n-fach statisch unbestimmte“ elastische Tragwerk vorzubeugen, wird angeführt:

Bei den Stellen Seite 412 links:

- a) Zeile 16 oben: „infolge symmetrischer Anordnung . . .“
- b) Zeile 22 oben: „im allgemeinen, namentlich für unsymmetrische Belastung, ihre strenge Gültigkeit verlieren“

schwebten dem Verfasser jene Berechnungsarten symmetrischer Konstruktionen vor, in welchen die Angriffspunkte der Überzähligen in den Symmetrieachsen liegen. In allgemein gültiger Fassung lauten daher obige Stellen:

- a) „infolge bestimmter Anordnung . . .“
- b) „im allgemeinen ihre strenge Gültigkeit verlieren“.

In den allgemein aufgestellten Gleichungen (Rahmenzug) sind, um das Wesen der elementaren Zerlegung an einfachen Operationen durchzuführen, mögliche „Verschiebungen der Stützpunkte“, das sind Auflager der Elemente, vernachlässigt. Dies kommt zum mathematischen Ausdruck durch Vernachlässigung von L , d. i. Arbeit der Auflagerkräfte der Momente.

Bei den in Beispielen behandelten symmetrischen Rahmen mit horizontalen Riegeln trifft dies für symmetrische Belastungen auch genau theoretisch zu.

Die bei unsymmetrischen Belastungen (hier auf Belastungsfall II zurückgeführt) sich ergebenden geringen Differenzen bei den Vergleichsbeispielen sind diesen Vernachlässigungen zuzuschreiben.

Bei der Durchsicht der Ableitungen von Herrn Dipl.-Ing. E. Morgenstern ist der Verfasser durch die unzutreffende Bezeichnung „Überzählige“ irregeführt worden. Herr M. wählt den frei aufliegenden Träger als statisch unbestimmten Fall, wodurch die Überzähligen (Horizontalschübe H) in Wirklichkeit an unbeweglichen Stützpunkten (Ständerfüßen) angreifen. Die Einführung einer sekundären „Überzähligen $M = H h$ “ (Eckmoment) stellt bloß eine algebraische Beziehung ($h = \text{konstant}$) dar, so daß, trotz dieser Umwandlung, der Castiglianosche Satz seine volle Gültigkeit behält, wie auch leicht nachweisbar.

$$\text{Es ist: } \frac{\partial A}{\partial H} = 0,$$

$$\frac{\partial A}{\partial M} = \frac{\partial A}{\partial (H h)} = \frac{1}{h} \cdot \frac{\partial A}{\partial H},$$

$$\text{daher: } \frac{\partial A}{\partial M} = 0.$$

M stellt hier keine „Überzählige“ im strengen Sinne, nur eine sekundäre, algebraische Beziehung dar.

Die Berücksichtigung der Knotenverschiebungen, die leicht durchführbar sind, Zahlenbeweise für die falschen Anwendungen des Castiglianoschen und Maxwellschen Satzes usw., kommen demnächst zur Veröffentlichung.

Auf Seite 443 Gleichung (12) soll sein an Stelle

$$\frac{M_{n+1}^I}{l_n} x \cdot 2, \text{ richtig } \frac{M_{n+1}^I}{l_n} x.$$

Dipl.-Ing. L. Lilienfeld.

Kritische Bemerkungen zum Aufsatz in Heft 11 u. 12 des Jahrganges 1913: Lilienfeld, Das „n-fach statisch unbestimmte Tragwerk“.

Der Verfasser der obigen Abhandlung ist bei der Untersuchung mehrstieliger Steifrahmen und ähnlicher

Bauwerke in sehr zweckmäßiger Weise von den elastischen Formänderungen in den Knotenpunkten ausgegangen, wobei er diese durch Gelenke ersetzt und daselbst die erforderlichen unbekannten Momente und Horizontalkräfte angebracht hat. In Verfolgung dieses Grundgedankens könnten dann für die einzelnen Stäbe die Drehungen der Endtangentialen gegen die Kämpferlinien und Stützenachsen leicht berechnet werden. Wird zunächst bloß eine lotrechte Belastung der Riegel in Betracht gezogen, so erhielten wir, die bereits eingeführten Bezeichnungen beibehaltend:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_n^r &= \frac{l_n}{6} \cdot \frac{2 M_n^r + M_{n+1}^I}{E J_n} + \frac{1}{E J_n l_n} [S_{(n+1)}^0 - S_{(n+1)}^2] \\ \epsilon_n^l &= \frac{l_{n-1}}{6} \cdot \frac{2 M_n^l + M_{n-1}^I}{E J_{n-1}} + \frac{1}{E J_{n-1} l_{n-1}} [S_{(n-1)}^0 - S_{(n-1)}^2] \\ \epsilon_n^u &= \frac{h_n}{6} \cdot \frac{2 M_n^u + M_n'}{E J_n'} \\ \epsilon_n' &= \frac{h_n}{6} \cdot \frac{M_n^u + 2 M_n'}{E J_n'} \end{aligned} \right\} \quad (I)$$

Hierbei werden die den positiven Belastungen entsprechenden Drehungen ebenfalls positiv gemessen, also ϵ_n^l und ϵ_n^u positiv, ϵ_n^r und ϵ_n' negativ, falls die zugehörigen Tangentialen Drehungen im Uhrzeigersinne vollführen.

Da eine unnachgiebige Lagerung der Stützen in ihren Fußpunkten vorausgesehen ist und Formänderungen infolge von Normalkräften vernachlässigt werden sollen, so können die Knotenpunkte nur Bewegungen Δ_n in wagerechtem Sinne ausführen, wobei eine Verschiebung nach links positiv gemessen werden soll. Der Einfluß dieser Verschiebung auf die Drehung der Kämpferlinie ist wohl stets von ganz untergeordneter Bedeutung, dagegen erfährt die

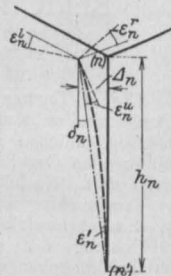


Fig. 1.

Stützenachse eine Drehung um $\delta_n = \frac{\Delta_n}{h_n}$, die nicht unberücksichtigt bleiben darf. Wird noch für die Riegelachse l_n eine Vergrößerung des gegenseitigen Abstandes der beiden Kämpferpunkte zu

$$\Delta_n^{u+1} = \frac{1}{E_n} \left[M_n^r A_n + \frac{M_{n+1}^I - M_n^r}{l_n} B_n - H_n C_n + D_n \right] \quad (II)$$

berechnet, so können für jede Stütze die Elastizitätsgleichungen angeschrieben werden zu:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_n^l &= -\epsilon_n^r = \epsilon_n^u + \frac{\Delta_n}{h_n} \\ \Delta_n - \Delta_{n+1} &= \Delta_n^{u+1} \\ \epsilon_n' - \frac{\Delta_n}{h_n} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad (III)$$

(Vergl. hierzu auch Fig. 1.)

Dazu treten noch die Gleichgewichtsbedingungen:

$$M_n^r = M_n^l + M_n^u,$$

$$H_{n-1} - H_n = \frac{M_n^u - M_n'}{h_n}.$$

Im Falle gelenkiger Lagerung einer Stütze entfällt die letzte Gleichung (III) und M' wird gleich Null.

Die zuletzt abgeleiteten Formeln sind noch nicht für eine praktische Anwendung geeignet, sie mögen vielmehr lediglich dazu dienen, die gegenseitigen geometrischen Beziehungen der an einem Knotenpunkte angreifenden Kräfte deutlich zum Ausdruck zu bringen,

Statt jedoch diese soeben abgeleiteten Beziehungen zum Ausgang der Berechnung zu nehmen, kann dieselbe natürlich auch unter Zugrundelegung eines „statisch bestimmten Hauptfalles“ durch wiederholte Anwendung der elastischen Grundgleichung (1)

$$\delta_m = \int \frac{M \bar{M}}{E J} ds$$

durchgeführt werden. Die entsprechenden Verfahren finden sich ja in den bekannten Lehrbüchern von Müller-Breslau, Mehrrens u. a. zur Genüge erläutert.

Da jedoch Herr Dipl.-Ing. Lilienfeld auf ein „statisch bestimmtes Hauptsystem“ verzichten zu können glaubte, sind ihm eine Reihe wesentlicher Fehler unterlaufen, wie dies im folgenden nachgewiesen werden soll:

Werden in Gleichung (7') die Werte der Gleichungen (I) und (II) eingeführt, so ergibt sich

$$\tau_n^r = \varepsilon_n^r + \frac{d_{n-1}^{n+1}}{h_n}.$$

In gleicher Weise kann gefunden werden

$$\tau_n^l = \varepsilon_n^l + \frac{d_{n-1}^n}{h_n}.$$

Gleichung (10a) kann daher auch geschrieben werden:

$$\tau_n^r + \tau_n^l = \varepsilon_n^r + \varepsilon_n^l + \frac{d_{n-1}^n}{h_n} + \frac{d_{n-1}^{n+1}}{h_n} = 0,$$

was in offenem Widerspruche mit der ersten Gl. (III) steht.

Es ist ferner $\tau_n^l = \varepsilon_n^l$. Infolge der letzten Gl. (III) darf daher für feste Einspannung der Stütze im Punkte n' Gl. (10 e) nicht lauten: $\tau_n^l = 0$. Die aus der letzten

Gleichung fälschlich abgeleitete Beziehung $M_n^l = -\frac{1}{2} M_n^n$

würde bedingen, daß in Höhe $\frac{h_n}{3}$ stets ein Momentennullpunkt vorhanden, was ja bekanntlich nicht der Fall ist.

Bei gerader Riegelachse liefern die Grundgleichungen (10) nur verhältnismäßig geringe Ungenauigkeiten. In dem Beispiele eines zweiastigen Rahmens (S. 448/449) hat Herr Dipl.-Ing. Lilienfeld selbst einen Fehler von 3,6–4,5% errechnet gegenüber den allseitig anerkannten Formeln von Müller-Breslau. Bei gebrochener oder gekrümmter Riegelachse ergeben die Gleichungen (10) jedoch so erhebliche Fehler, daß sich deren Anwendung unbedingt verbietet. Dies hat sich an dem auf S. 452 gewählten Beispiele eines vierastigen Rahmens mit fester Stützeinspannung gezeigt, das einer Nachprüfung unterzogen wurde. Diese ergab unter anderem

$$\begin{aligned} M_1 &= -4,53 \text{ q statt } -0,31 \text{ q,} \\ M_2^l &= -3,48 \text{ q „ } -12,50 \text{ q,} \\ M_2^r &= -9,48 \text{ q „ } -17,81 \text{ q} \\ &\text{usw.} \end{aligned}$$

Diese wenigen Beispiele erweisen zur Genüge, daß eine Berechnung nach dem Verfahren von Lilienfeld zu ganz unhaltbaren Ergebnissen führt.

Dresden, im Januar 1914.

Dr.-Ing. Richard Rossin.

Herr Dipl.-Ing. Leo Lilienfeld hat vor kurzem den Nachweis in dieser Zeitschrift zu erbringen versucht, daß die bisherige Behandlung hochgradig statisch unbestimmter Systeme insofern unzulänglich sei, als sie sich ausschließlich auf den Castiglianoschen Satz der kleinsten Formänderungsarbeit und auf den Maxwellschen Satz von der Gegenseitigkeit der elastischen Verschiebungen stützt und die Gültigkeitsgrenzen dieser Grundlehren nicht hinreichend beachtet.

Herr Lilienfeld knüpft an die bekannten Elastizitätsbedingungen:

$$\frac{\partial \mathfrak{M}_i}{\partial X} = \int \frac{M}{E J} \cdot \frac{\partial M}{\partial X_m} ds + \int \frac{N}{E F} \cdot \frac{\partial N}{\partial X_m} ds = 0 \quad (1)$$

hebt weiter hervor, daß der zu integrierende Ausdruck

$$1 \delta_m = \int \frac{M}{E J} \cdot \frac{\partial M}{\partial X_m} ds + \int \frac{N}{E F} \cdot \frac{\partial N}{\partial X_m} ds \quad (2)$$

eine Formänderung kennzeichnet, und weist darauf hin, daß, wenn X_m ein Moment in einem Zwischenpunkt des elastischen Tragwerkes bedeutet, die beiden Gleichungen (1) und (2) nur dann befriedigt werden können, „wenn jede durch X_m bewirkte von Null verschiedene Deformation von vornherein ausgeschaltet wird“. Diese Schlußfolgerung, welche die Gültigkeitsgrenze des Castiglianoschen Satzes darlegen soll, ist aber aus dem

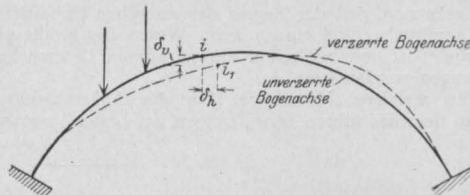


Fig. 1.

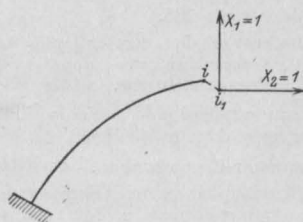


Fig. 2.

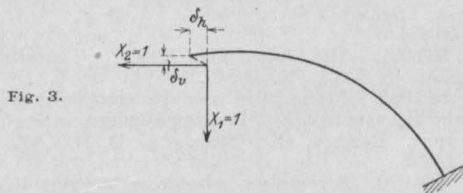


Fig. 3.

Grunde unzulässig, weil die Gleichung (2) nicht eine Formänderung, sondern eine Formänderungsarbeit, und zwar diejenige, welche aus der Verknüpfung der Belastung $X_m = 1$ mit den durch die wirklichen Spannkraften M hervorgerufenen Längenänderungen entsteht, zur Darstellung bringt.

Um zu zeigen, daß bei unverrückbarer Lagerung des Tragwerkes diese Formänderungsarbeit auf den Wert Null herabsinken muß, sobald die Überzählige X_m einen inneren Widerstand kennzeichnet, braucht man sich nur zu vergegenwärtigen, daß die inneren Spannkraften X immer paarweise auftreten und entgegengesetzt gleich sind. Die nebenstehende Figur läßt in der Tat erkennen, daß die Trägerhälfte links vom Angriffspunkte der Kraftgröße $X_m = 1$ die Arbeit $+1 \delta_m$ und die Trägerhälfte rechts von demselben die Arbeit $-1 \delta_m$ leisten. Es ist daher die gesamte Formänderungsarbeit des elastischen Tragwerkes

$$1 \delta_m - 1 \delta_m = \int \frac{M}{E F} \cdot \frac{\partial M}{\partial X_m} ds + \int \frac{N}{E F} \cdot \frac{\partial N}{\partial X_m} ds = 0.$$

Die Gültigkeit des Castiglianoschen Satzes ist hiermit in Übereinstimmung mit den Gleichungen (1) und (2)

von neuem beleuchtet und die Unrichtigkeit der von Herrn Lilienfeld angeführten Beanstandungen bewiesen.

Herr Lilienfeld glaubt auch den Begriff der statischen Unbestimmtheit übergehen zu können, „weil eine solche in Wirklichkeit nicht vorhanden ist, falls man die statischen Gesetze auch auf die Arbeitsgleichungen ausdehnt“.

Diese Äußerung wäre verständlich, wenn der Grad der statischen Unbestimmtheit bei einwandsfreier Stützung zweifelhaft erscheinen könnte. Beachtet man jedoch, daß ebensovielen Bedingungen notwendig sind, um die wirkliche Lage als auch den Gleichgewichtszustand des Tragwerkes zu kennzeichnen, und daß somit, wie mannigfaltig auch die Art ist, die Elastizitätsbedingungen eines Gebildes zum Ausdruck zu bringen, die Anzahl der überzähligen Auflagerwiderstände im letzten Grunde immer gleich der Anzahl der Formänderungsbedingungen sein muß, so wird man erkennen, daß der Begriff der statischen Unbestimmtheit unmittelbar und eindeutig im Wesen des Kräftespiels begründet ist und bei keiner einwandsfreien Untersuchung umgangen werden kann.

Zu welchem Mißerfolge aber die Außerachtlassung dieses Begriffes führen kann, zeigen am besten, wie von

Herrn Dr. Rossin vorstehend erläutert, die Lilienfeldschen Rahmenberechnungen.

Zum Schluß noch eine Bemerkung über die Neuartigkeit der Lilienfeldschen Methode: ihre Merkmale sind einerseits „die Auflösung des Gesamtsystemes in einzelne elementare Tragteile (Stäbe)“ und die Elastizitätsbedingung, daß „die Deformationen gleicher Art aller in einem Knotenpunkte ineinander gespannten Tragteile untereinander gleich sein müssen“. Auf dieser Grundlage sind jedoch, seitdem der Dreimomentensatz im Jahre 1857 von Clapeyron aufgestellt wurde, alle Untersuchungen mehrfach gestützter Stabzüge — vom einfachen durchgehenden Balken bis zu den verwickeltesten durchlaufenden Rahmenträgern — durchgeführt worden. Die angewandten Verfahren unterscheiden sich nur durch die Art der Ableitung der Elastizitätsbedingungen, während die Bestimmungsgleichungen sowohl hinsichtlich der Gliederung wie auch der statischen Deutung eine in der Verwandtschaft der Tragwerke begründete Ähnlichkeit aufweisen.

Der Leser mag nun entscheiden, ob der Beharrungszustand auf dem Gebiet der theoretischen Baustatik durch die neue Lilienfeldsche Lösungsmethode überwunden wird oder nicht.

Dr.-Ing. H. Marcus.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 235.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

37b. 587 812. In Betonkonstruktionen einzubettende Aufhängeschiene für Transmissionen u. dgl. Façon-eisen-Walzwerk L. Mannstaedt & Cie., Akt.-Ges., Friedrich-Wilhelmshütte a. d. Sieg. 9. 1. 14. F. 30 933.

37b. 588 021. Holzsäule. Otto Kaper, Carlowitz b. Breslau. 5. 5. 13. K. 61 517.

37b. 588 035. Betonpfosten mit Siederohreinlagen für Einfriedigungen und Drahtzugleitungen. Siegfried Seupel, Raudten, Kr. Steinau a. O. 12. 12. 13. S. 32 275.

37b. 588 070. Bogenträger mit parabelförmigem Bogen und unmittelbar an denselben angegliedertem Versteifungsträger. Richard Sonntag, Berlin-Wilmersdorf, Holsteinische Str. 48. 14. 1. 14. S. 32 574.

37f. 589 063. Grabeinfassung mit Denkmalstein in einem Stück aus Eisenbeton. Eberhard Lack, Griesheim a. M. 21. 1. 14. L. 33 996.

37d. 589 002. Pfahl aus Metallbeton für Einfriedigungen. L. Canart, Ronquiere, Belgien.

37b. 588 387. Pfosten aus Bimsbeton o. dergl. zur Ausführung feuersicherer Trennwände in Schiffen. Adolf Hermann Pohlmann, Plön. 19. 1. 14. P. 25 270.

37b. 588 576. Eisenbetonbalken mit veränderlichem Querschnitt. Camillo Martin Köhler, Detmold. 19. 1. 14. K. 61 645.

37b. 588 931. Eisenbetonpfeiler. Dipl.-Ing. Willy Eisenberg, Berlin-Schöneberg, Hauptstr. 139. 10. 5. 12. E. 17 361.

37a. 589 033. Schalung ersparende Eisenbeton-Decke mit entsprechend zum Sprengwerk ausgebildeten tragfähigen Eiseneinlagen. Eugen Fischer, Düsseldorf, Brehmstr. 2. 2. 1. 14. F. 30 859.

37b. 589 035. Betonbalken mit Holzeinlagen. Ignaz Rieger, Saarbrücken. 5. 1. 14. R. 38 204.

37b. 590 241. Mast aus Eisenbeton. Fa. Cipriano Salvatierra, Madrid. 17. 9. 12. S. 28 356.

37b. 590 245. Wölbstein für Feuerungsgewölbe. Jose Prégadien, Cöln-Lindenthal. 18. 2. 13. P. 23 134.

37b. 590 301. Deckenstein aus Eisenbeton. Dipl.-Ing. Herm. Dewitz, Altona-Bahrenfeld, Julienstraße 3. 31. 12. 13. D. 26 429.

37b. 590 303. An allen zusammengefühten Kunst- und Natursteinen anzubringender Falz zur Herstellung von Einfassungen für Gräber, Fenstergesimse usw. Otto Weingart, Halle a. S., Meckelstraße 14. 5. 1. 14. W. 42 415.

37d. 589 417. Holzbelag und Befestigungsmittel für Betonstufen. Georg Höster, Essen a. Ruhr, Hofstraße 98. 17. 1. 14. H. 64 807.

37b. 592 638. Kopf-Betonbalken. Ernst Höfer, Neustadt-Siegm. 17. 2. 14. H. 65 334.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Ing. Joh. Körting, Die Baumaschinen. Mit 130 Abbildungen (Sammlung Götschen Nr. 702). G. J. Götschensche Verlagshandlung G. m. b. H. in Berlin und Leipzig. Preis in Leinwand gebunden 90 Pf.

Prof. M. Strukel, Der Brückenbau. Lehr- und Nachschlagebuch für Studierende und Praktiker. II. Teil. Mit 330 Textfiguren. Dazu gehörend Atlas II. Teil mit 41 Tafeln. Verlag: A. Twietmeyer 1913. Preis 16 M.

Fritz Schrader, Veranschlagen von Hochbauten nebst Preisbestimmungen und Kostenberechnung eines Beispiels. Zweite Ausgabe. Mit 7 Abbildungen im Text und 1 Tafel. 87. Band. Dr. Max Jänecke, Verlagsbuchhandlung, Leipzig.

Prof. Dr. C. A. Wagner, Die Baustoffe. Zweite Ausgabe. Mit 104 Abbildungen im Text. 83. Band. Dr. Max Jänecke, Verlagsbuchhandlung, Leipzig. Preis geb. 2 M.

H. Schlüter, Eisenbetonbau. Rahmen und Gewölbe. Eisenbetonbau. Säule und Balken. Verlag von Hermann Meusser, 1914. Berlin.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.